STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 – C.A.P. 20139 **M I L A N O** TEL. 02.5393977 – FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI – PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE – INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 – SOA 5496/58/01

Milano, 26/07/2013

Prot. N. 6229/055/13/R2

Spett.le
GENERALE PREFABBRICATI S.P.A.
CENTRO DIREZIONALE QUATTROTORRI
Ellera Stazione
PERUGIA

OGGETTO: Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione nel Comune di CORNAREDO (MI) – VIA REISS ROMOLI.
RELAZIONE GEOTECNICA INTEGRATIVA

Introduzione

La presente relazione fa riferimento ed integra la Ns. relazione del 17/07/2013, prot. 6229/055/13 nella quale furono proposti ed analizzati, come tipologia fondazionali prioritaria, quella costituita da pali trivellati tipo CFA. Nel seguito, su richiesta dei tecnici della Committente, viene analizzata la soluzione di fondazioni dirette superficiali.
Allo scopo si utilizza il modello geotecnico e la classificazione sismica riportati nella relazione di riferimento, alla quale si rimanda per i dettagli.

Riferimento altimetrico

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito si identifica con quello dell'indagine che coincide con il piano della soglia dell'ingresso carrabile all'area

(cfr. figura 1.2). Viene considerato coincidente con lo zero del progetto.

Normative

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 11/03/88: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, ecc.".
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. n° 30483 del 24/09/88.
- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 14/01/08.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/09.

Analisi fondazioni dirette superficiali - Calcolo della resistenza R_D per collasso del complesso fondazione-terreno (SLU – GEO) – Calcolo dei cedimenti

Ipotesi e modalità di calcolo

Nel seguito sono analizzate fondazioni del tipo nastriforme aventi larghezza variabile entro il range 1,2÷3 m, impostate direttamente sui terreni dello strato A, alla quota Q_f = -2,5 m.

I calcoli di resistenza sono condotti agli stati limiti ultimi, in condizioni statiche e dinamiche[1], secondo quanto prescritto nelle NTC, utilizzando i parametri corrispondenti ad un valore di T_R pari a 475 anni.

Risultati dei calcoli

Nell'APPENDICE DI CALCOLO sono riportate le ipotesi, le modalità, i parametri e i risultati dei calcoli di resistenza e di cedimento della fondazione.

I risultati sono riassunti nella tabella 1.

La resistenza indicata nella tabella si riferisce alla condizione statica (assenza di sisma). La resistenza in condizioni dinamiche (sotto sisma) è riportata in appendice nella relativa sezione.

[1] La resistenza pseudo-statica delle fondazioni nei confronti del raggiungimento del collasso del terreno subisce una riduzione per l'effetto cinematico e inerziale. Nelle analisi condotte il primo viene direttamente tenuto in conto introducendo i valori di F_0 e di a_g dedotti dalla tabella 2.3 della relazione di riferimento. Non essendo noti a priori i valori dell'inclinazione *i* del carico agente sul piano di posa della fondazione, la R_c viene valutata per differenti valori di *i*. La R_c da assumere nelle verifiche GEO sarà pertanto definita in una successiva fase del progetto noto il valore di *i*.

TABELLA 1 – RIASSUNTO CALCOLO RESISTENZA R_c PLATEA DI FONDAZIONE CALCOLO CEDIMENTI

B [m]	R_c [kPa]	q_{t_calc} [kPa]	w [cm]	k_{vm} [kN/m^3]	k_{si} [kN/m^3]	R_{DA1-c2} [kPa]	R_{DA2} [kPa]
1,2	493,3	164,4	1,46	11238,4	16857,7	168,9	214,5
1,5	496,1	165,4	1,77	9355,0	14032,5	169,3	215,7
2,0	525,0	175,0	2,40	7303,9	10955,9	178,3	228,3
2,5	518,2	172,7	2,75	6277,5	9416,2	175,1	225,3
3,0	500,9	167,0	2,87	5809,7	8714,5	168,9	217,8

B = larghezza della fondazione (B' della [1]),
R_c = resistenza di calcolo del complesso fondazione- terreno,
q_{t_calc} = pressione di contatto fondazione-terreno per il calcolo dei cedimenti (= $R_c/3$),
w = cedimento medio sotto la pressione q_{t_calc},
R_{DA1-c2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2),
R_{DA2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) del D.M. del 14/01/08,
k_{vm} = coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = (q_{t_calc}/w),
k_{si} = coefficiente di sottofondo verticale tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico:

$$q_{t_calc} = R_c * k_{si} * w_t / (R_c + k_{si} * w_t).$$

Indicazioni progettuali

- a) Nelle verifiche agli SLU per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO) e quindi laddove si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni, si potrà considerare l'APPROCCIO 2 (combinazione (A1+M1+R3) – R_{DA2} di tabella 1).

- b) La PRESSIONE DI CONTATTO FONDAZIONE-TERRENO q_t potrà essere calcolata nel rispetto della seguente espressione (MEYERHOF - 1953):

$$q_t = N/B' \quad [1]$$

dove:
B' = B - 2 * e,
e = M/N
N = risultante forze verticali in fondazione,
M = coppia in fondazione.

- c) L'eccentricità del carico sarà tale che la risultante dei carichi verticali sia posta all'interno del nocciolo centrale d'inerzia.

- d) La resistenza calcolata potrà essere adottata per tagli inferiori al 10% della risultante dei carichi verticali. Per tagli maggiori la resistenza dovrà essere decurtata in accordo con il metodo di calcolo adottato.

- e) I cedimenti calcolati sono da intendere per buona parte come cedimenti "istantanei". I cedimenti differiti nel tempo dovuti a fenomeni di *creep*. Questi, secondo BURLAND & BARBIDGE (1985) a partire dal termine della costruzione a 50 anni, ammonterebbero a circa il 30% del cedimento totale calcolato.

- f) Come prescritto nelle NTC occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti delle fondazioni siano ammissibili con la funzionalità dell'opera in progetto (verifiche SLE). Nelle analisi utili allo scopo potranno essere adottati i parametri di deformabilità indicati nella tabella 1.

STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 – C.A.P. 20139 **M I L A N O** TEL. 02.5393977 – FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI – PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE – INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 – SOA 5496/58/01

Milano, 17/07/2013

Prot. N. 6229/055/13

Spett.le
GENERALE PREFABBRICATI S.P.A.
CENTRO DIREZIONALE QUATTROTORRI
Ellera Stazione
PERUGIA

OGGETTO: Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione nel Comune di CORNAREDO (MI) – VIA REISS ROMOLI.
RELAZIONE GEOTECNICA

Introduzione

Nel presente rapporto sono analizzati i terreni e le fondazioni interessati dalla costruzione di un edificio industriale situato nel Comune di CORNAREDO (MI) in Via REISS ROMOLI, 85.

Per la definizione delle caratteristiche litologiche e meccaniche dei terreni dell'area d'insediamento dell'edificio è stata condotta nel luglio 2013 una campagna d'indagini geognostiche e geotecniche in situ consistita nell'esecuzione di un sondaggio con prove penetrometriche tipo SPT in avanzamento e di prove penetrometriche dinamiche continue. Per la classificazione sismica dei suoli è stata altresì eseguita una indagine geofisica consistente in un allineamento MASW.

I risultati dell'indagine hanno permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti che sono l'oggetto della presente relazione:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni,
- indicazioni sull'idrologia della zona,
- classificazione sismica dell'area,

- indicazione della tipologia di fondazione e relativa analisi,
- procedure esecutive.

Riferimento altimetrico

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito si identifica con quello dell'indagine che coincide con il piano della soglia dell'ingresso carrabile all'area (cfr. figura 1.2). Viene considerato coincidente con lo zero del progetto.

Normative

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 11/03/88: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, ecc.".
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. n° 30483 del 24/09/88.
- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 14/01/08.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/09.

Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA – "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle Indagini geotecniche" (1977).
- DEPARTMENT of the NAVY - NAV-FAC DM-7 – "Soil Mechanics, Foundations, and earth structures" (1971).
- A.S.T.M. D 1586-67 - "Standard Method for penetration Test and Split Barrel Sampling at Soils" (1974).

Riferimenti bibliografici

- J. E. BOWLES – "Foundation Analysis and Design" – (1982 e 1988).
- M. JAMIOLKOWSKI, E. PASQUALINI – "Previsioni dei cedimenti delle fondazioni superficiali poggianti su terreni sabbiosi ..." – V Ciclo annuale di conferenze dedicate ai problemi di ingegneria delle fondazioni – TORINO (1974).
- T. W. LAMBE; R. V. WHITMAN – *"Soil Mechanics"* – (1969).
- R. LANCELLOTTA – "Geotecnica" – Ed. ZANICHELLI – (1993).
- E. SCHULTZE, J. MEZEMBACH – "SPT and Compressibility of Soils" – V ICSMFE (1961).
- F. SCHNAID – "In Situ Testing in Geomechanics" – Taylor & Francis (2009).
- K. TERZAGHI – "Theoretical Soil Mechanics" – (1943).
- VIGGIANI C. – "Fondazioni" – (2003).

Capitolo 1 ***CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA***

1.1 - Indagine geotecnica

La dotazione della campagna d'indagine geotecnica in situ eseguita nell'area in esame e utilizzata nel seguito è riportata nella tabella 1.1.

TABELLA 1.1 – DOTAZIONE DELL'INDAGINE IN SITU

TIPO	N°
Sondaggio	1
Prova penetrometrica *S.P.T.*	13
Prova penetrometrica dinamica continua	2
Allineamento MASW	1

Nelle tabelle 1.2, 1.3 e nella figura 1.1 sono riassunti i risultati più significativi delle prove penetrometriche.

Nella figura 1.2 è riportata l'ubicazione delle verticali d'indagine.

Nel disegno n° 6229/1A del 09/07/2013 sono illustrati i risultati delle indagini geotecniche con gli identificativi plano-altimetrici delle prove eseguite.
Nella relazione prot. n° 6229/2A del luglio 2013 sono riportati i risultati dell'indagine geofisica eseguita con metodologia MASW e la relativa interpretazione.

TABELLA 1.2 – RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE CONTINUE

PROVA N°	Q_{pc} [m]	Q_5 [m]	Q_{10} [m]	Q_{15} [m]	Q_M [m]
P1	±0,0	-5,3	-8,6	-18,5	-20,3
P2	±0,0	-6,2	-8,6	-17,5	-20,3

Q_{pc} = quota del piano campagna,
$Q_{5\text{-}10\text{-}15}$ = quota in cui $N_c \geq$ 5-10-15 colpi/piede (N_c = resistenza penetrometrica),
Q_M = quota di fine prova.

TABELLA 1.2 – RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE SPT

Prova	Q_{SPT} [m]	N_{SPT} [colpi/piede]
1	-1,5	8
2	-3,0	17
3	-4,5	6
4	-6,0	7
5	-7,5	11
6	-9,0	13
7	-10,5	12
8	-12,0	11
9	-13,5	15
10	-15,0	15
11	-16,5	20
12	-18,0	18
13	-19,5	23

Q_{SPT} = quota di prova SPT,

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT.

FIGURA 1.1 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ

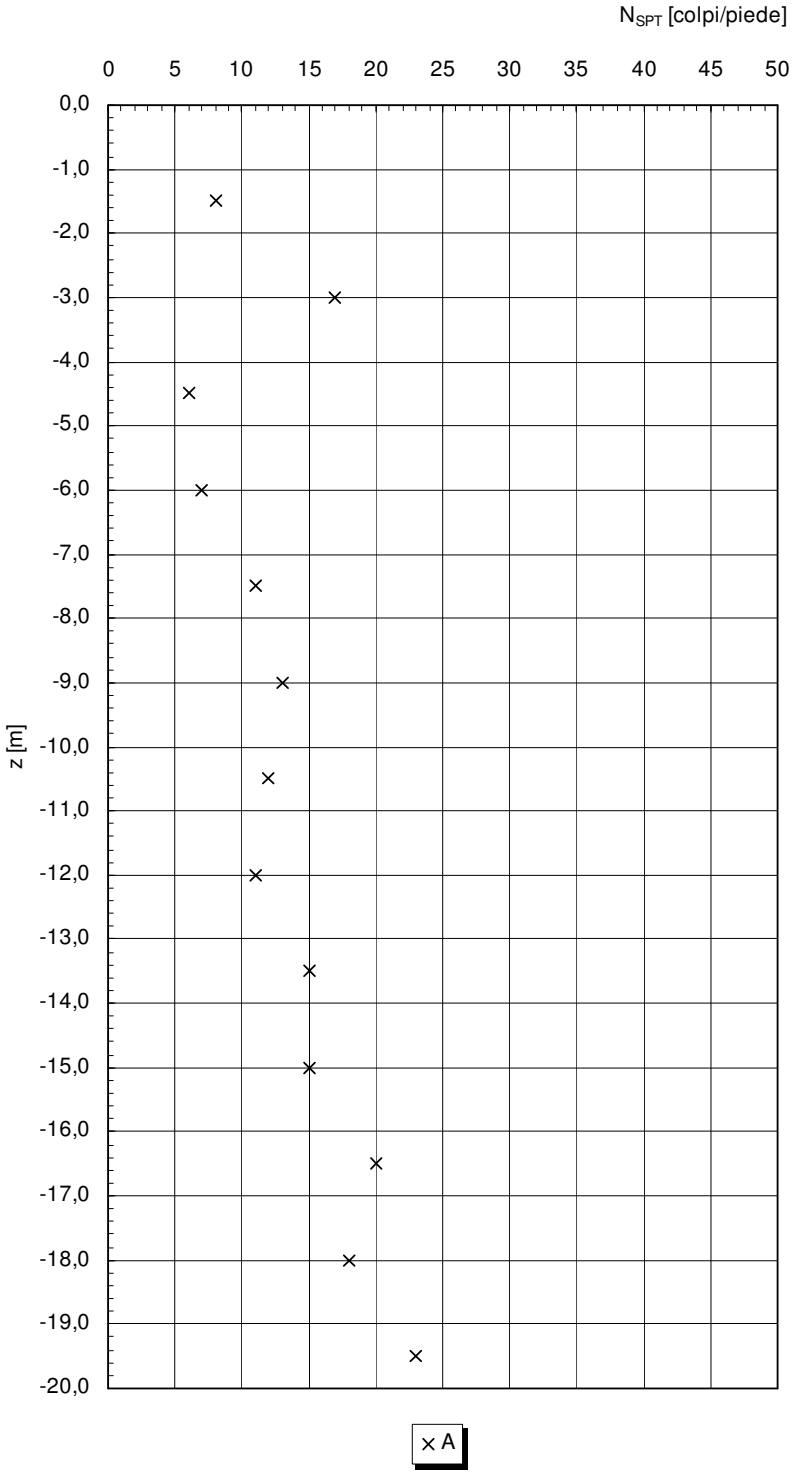
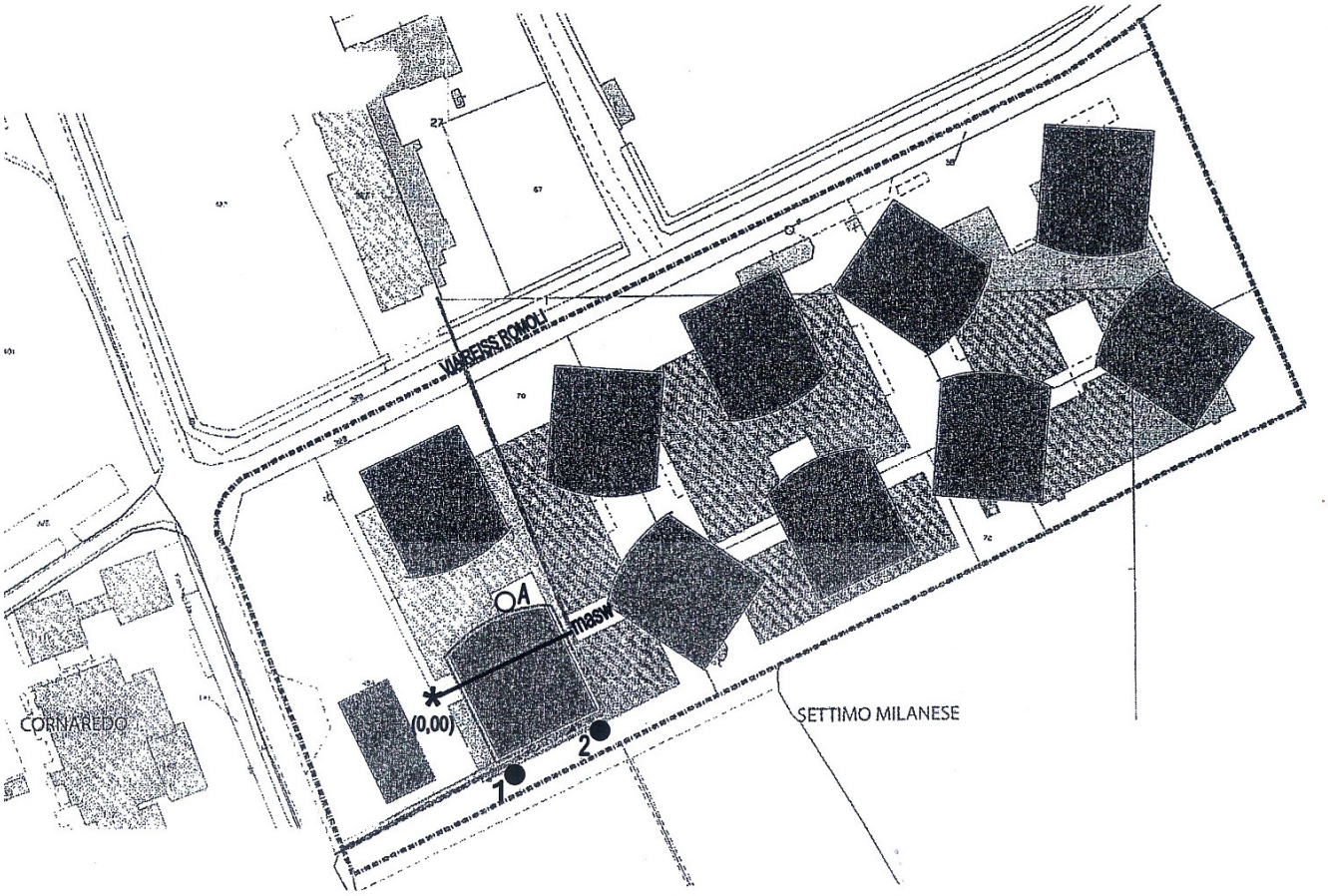


FIGURA 1.2 – UBICAZIONE SOMMARIA VERTICALI D'INDAGINE



Capitolo 2 ***CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA***

2.1 – Litologia

La litologia del sondaggio A rileva la presenza di uno strato di riporto di deposizione antropica a ricoprimento di terreni in situ a prevalente frazione sabbiosa ghiaiosa.
Macroscopicamente si individuano i n° 3 strati di suddivisione di seguito descritti.

STRATO A

Dal piano campagna alla –5,3÷–6,2 m.

È costituito da riporto di deposizione antropica formato da ghiaia con sabbia debolmente ciottolosa con resti di laterizi di spessore di 1,2 m in corrispondenza del sondaggio, su terreno in situ sabbioso limoso.
Presenta uno stato di addensamento molto eterogeneo, globalmente scadente.

STRATO B

Dalla –5,3÷–6,2 m alla –16,5÷-18,5 m.

È costituito da sabbia media con ghiaia debolmente limosa.
Le resistenze penetrometriche, comprese entro il range di 8÷12 colpi/piede indicano materiali di densità medio-bassa.

STRATO C

Dalla –16,5÷-18,5 alla massima profondità d'indagine.

È costituito da ghiaia con sabbia in matrice limosa, debolmente ciottolosa.
È caratterizzato da un lieve aumento delle resistenze penetrometriche che sono associabili a terreni di media densità.

2.2 - Caratteristiche geotecniche dei terreni

Le informazioni acquisite dalla campagna d'indagine in situ sono utilizzate nel seguito per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.
Per la definizione dei parametri si fa ricorso a relazioni empiriche che legano le resistenze penetrometriche in situ con le principali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni investigati.

Nelle figure 2.1÷2.4 sono diagrammati con la profondità gli andamenti dell'angolo d'attrito φ', della densità relativa D_r, del gradiente *m* e del modulo di deformazione E di YOUNG, dedotti dalle resistenze $(N_1)_{60\text{-}SPT}$ riportate nella figura 2.5.
Le correlazioni adottate sono riportate in grassetto in calce alle figure.

Nella tabella 2.1 si riportano i valori delle caratteristiche geotecniche più significative dei terreni dell'area in esame nella schematizzazione sopra illustrata.
A tali parametri viene fatto riferimento nelle analisi seguenti.

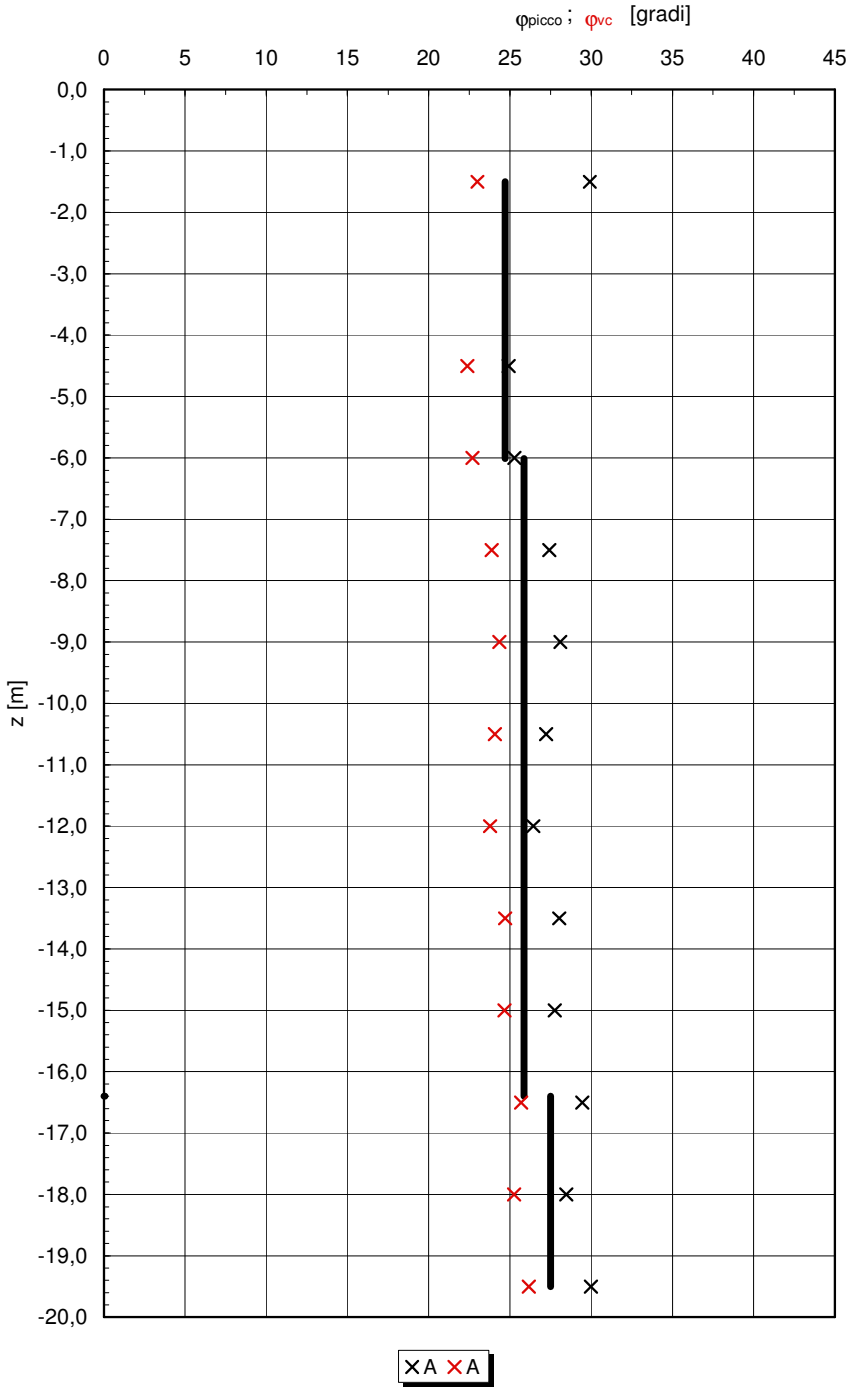
TABELLA 2.1 – MODELLO GEOTECNICO

STRATO	Q_L [m]	$(N_1)_{60_SPT}$ [/]	γ [kN/m^3]	φ' [gradi]	φ'_{vc} [gradi]	φ'_{calc} [gradi]	D_r [%]	m [/]	n [/]	ν [/]
A	-6	7	19	26	22	24	35	450	0,5	0,3
B	-18	12	19	27,5	24	26	45	550	0,5	0,3
C	/	15	19	29,5	25,5	27.5	50	620	0,5	0,3

Nelle figure 2.1÷2.4 e nella tabella 2.1 si è indicato con:

Q_L = quota del letto dello strato,
$(N_1)_{60_SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata,
γ = peso di volume fuori falda,
φ' = angolo d'attrito di picco,
φ'_{cv} = angolo d'attrito a volume costante calcolato secondo BOLTON = φ' - (M*DI),
DI = D_r*(10-ln σ'_v)-1 (σ'_v = pressione media),
M = coefficiente assunto pari a 3,
φ'_{calc} = angolo d'attrito operativo valutato come valore intermedio tra φ' e φ'_{cv},
D_r = densità relativa,
m = gradiente del modulo di YOUNG E_{VC} nella formulazione $E_{VC} = m\ (\sigma_c/\sigma_r)^n\ \sigma_r$ (JANBU) , σ_c; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per *E* e σ_c in kPa,
E_{VC} = modulo di YOUNG (curva vergine); il modulo di Young $E_{UL\text{-}RL}$ di scarico e ricarico è pari a α* E_{VC}; α per i terreni in esame α assume il valore pari a 2,
ν = rapporto di POISSON.

FIGURA 2.1 – ANDAMENTO ANGOLO D'ATTRITO φ - PROFONDITÀ



φ = 15 + [15 * $(N_1)_{60}$]$^{.5}$ (sabbie fini limose - SHIOI & FUKUNI - 1982; ROAD BRIDGE SPECIFICATION)

φ = 27 + 0,3 * $(N_1)_{60}$ (sabbie medio grosse e sabbie ghiaiose - JAPANESE NATIONAL RAILWAY)

φ = 15 + [20 * $(N_1)_{60}$]$^{.5}$ (sabbie medio grosse e sabbie debolmente ghiaiose - OWASAKI & IWASAKI)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$

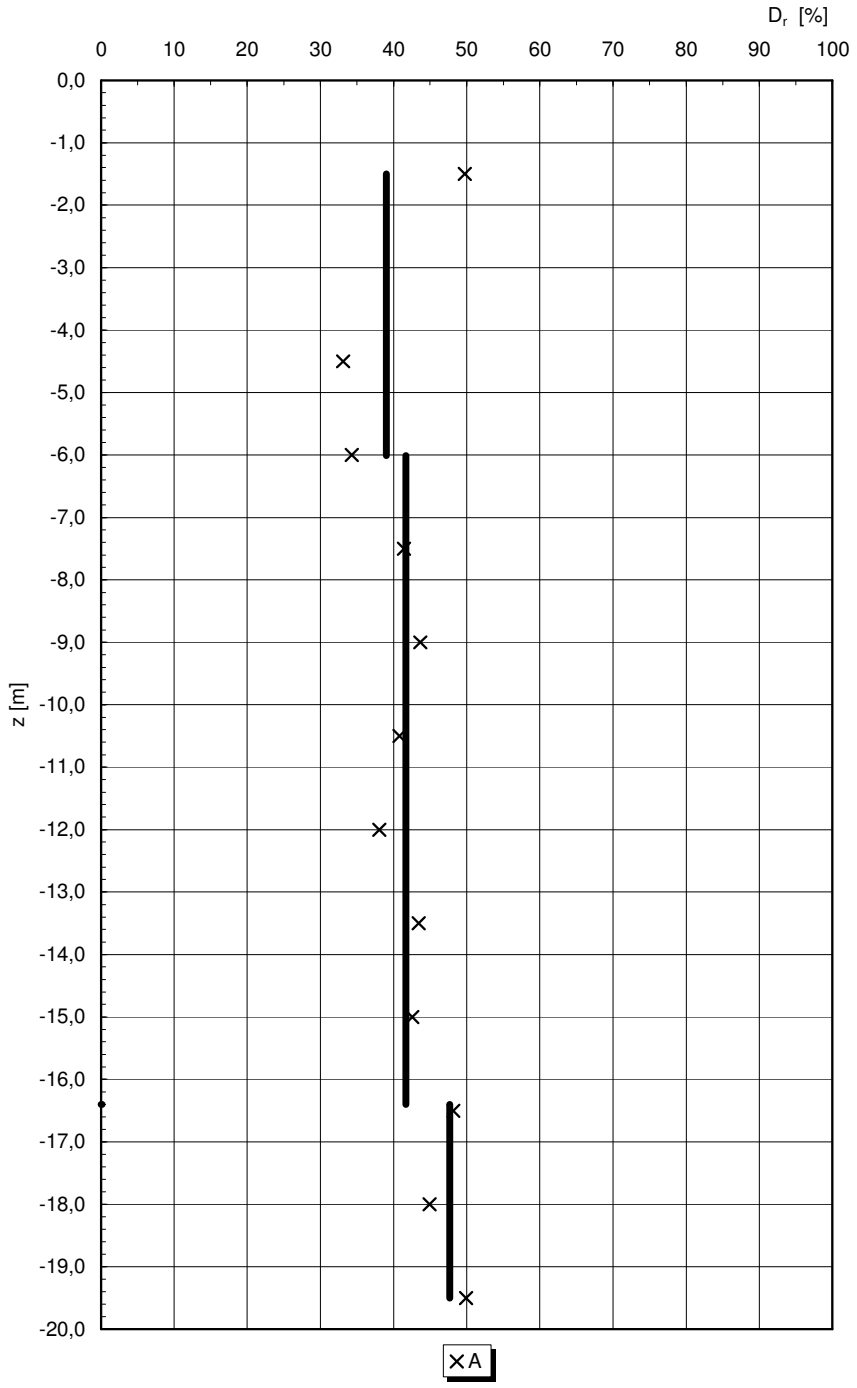
$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/\sigma'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

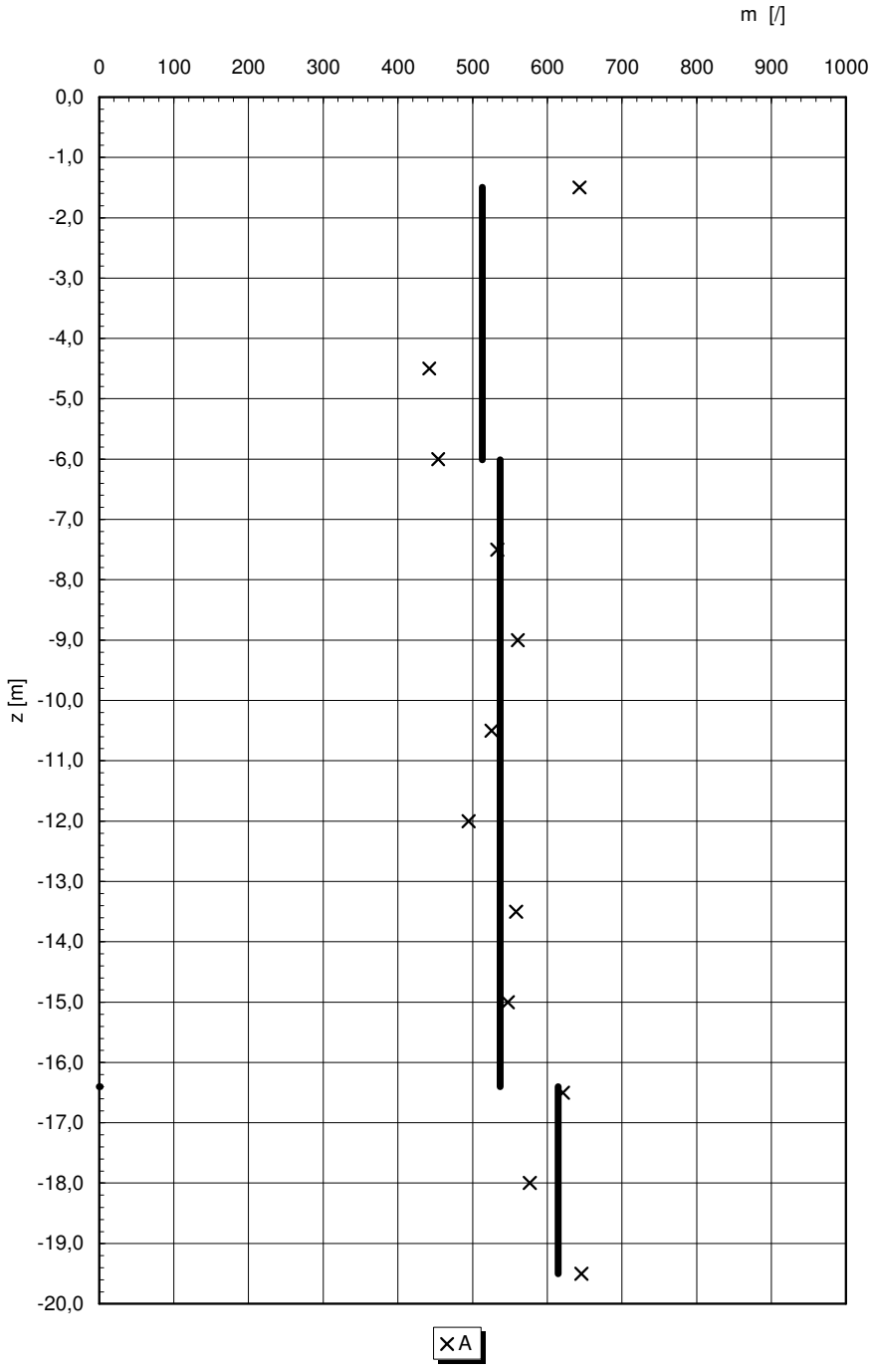
FIGURA 2.2 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_R - PROFONDITÀ



$D_r = [(N_1)_{60}/A]^{-5}$ (SKEMPTON - 1986)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$
$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa
N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata
E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%
$C_N = (98,1/s'_{v0})^{-5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)
A = 55, 60, 65 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

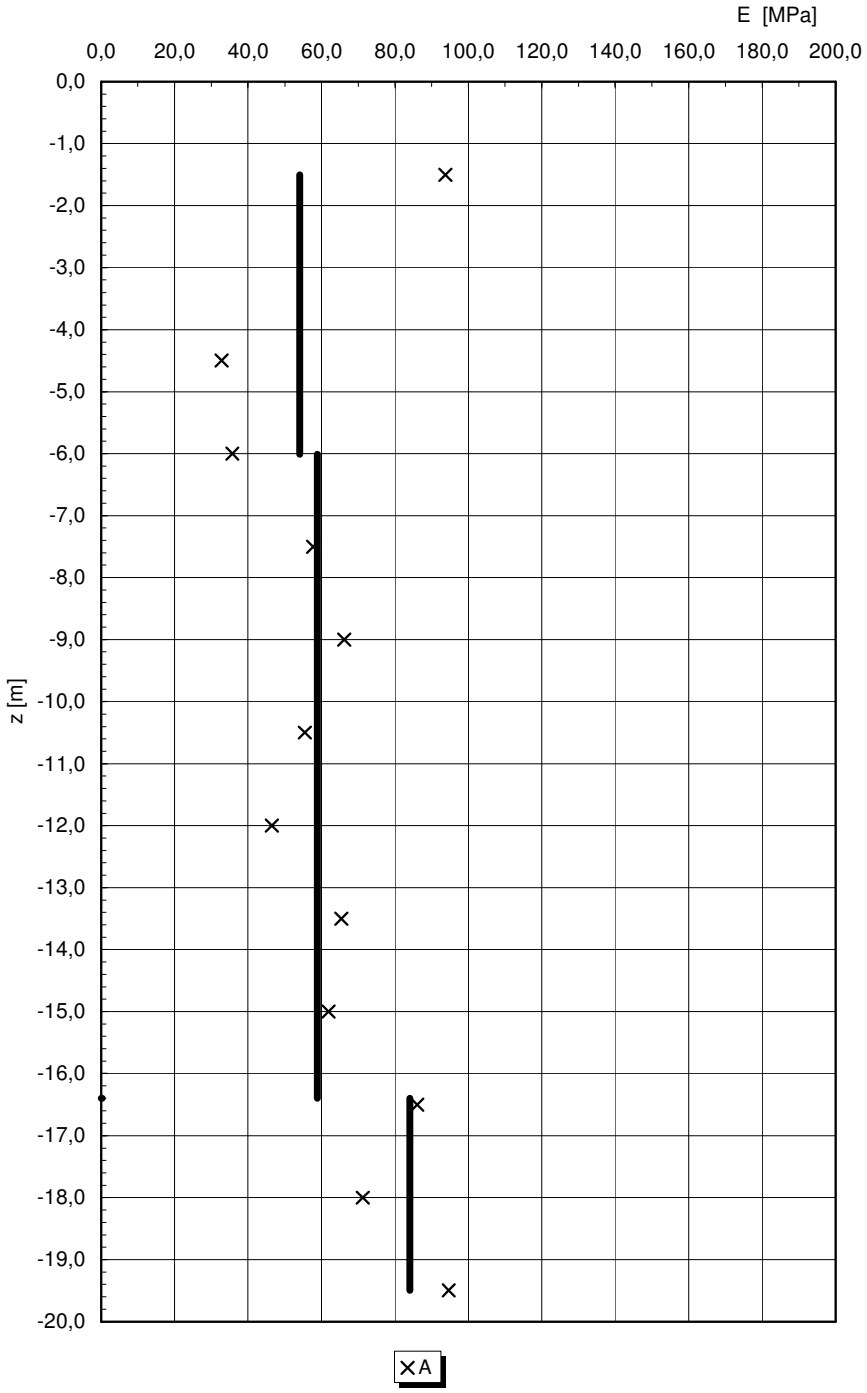
FIGURA 2.3 – ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO *m* - PROFONDITÀ



m = gradiente del modulo = a * e $^{(b*Dr)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

a, b = parametri adimensionali funzione della granulometria del terreno assunti pari a:
a = 180, 210, 250
b = 0,02, 0,0225, 0,25
rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse,
D_r = densità relativa.

FIGURA 2.4 – ANDAMENTO DEL MODULO ELASTICO *E* - PROFONDITÀ



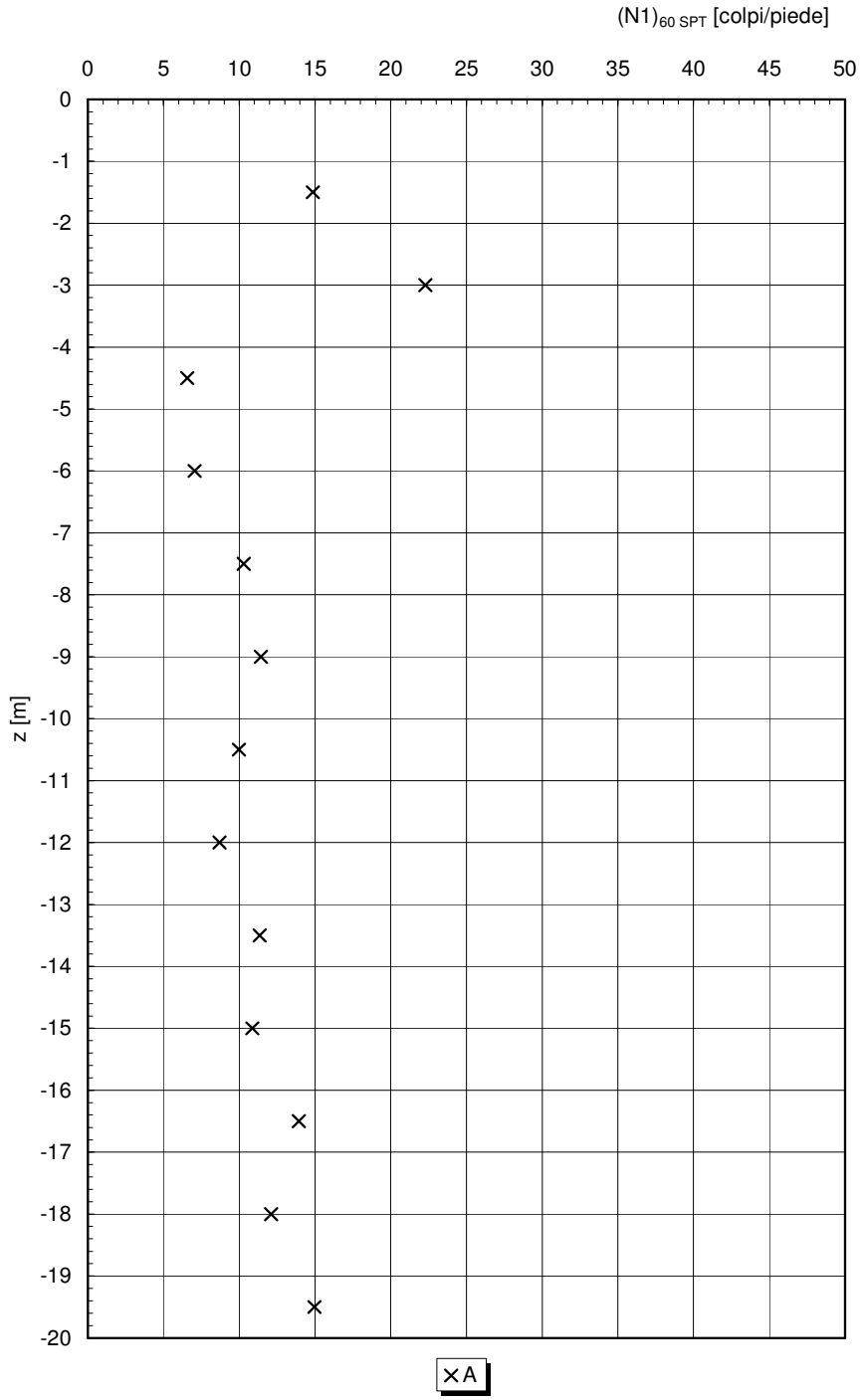
$$E = m\,(\sigma'_c/\sigma_r)^n\,\sigma_r$$

m = gradiente del modulo = a * e $^{(b^*Dr)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)
n = esponente del modulo
σ'_c = pressione di contenimento efficace in kg/cm^2, calcolata adottando un coefficiente a riposo = 1-sin φ
σ_r = pressione di riferimento = 100 per E in kPa

$$E = 196{,}2 * B * (N_1)_{60}$$ (SCHMERTMANN)

B = 4, 6, 10 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

FIGURA 2.5 – ANDAMENTO $(N_1)_{60SPT}$ – PROFONDITÀ



$$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale =100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98{,}1/\sigma'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

2.3 - Idrologia

Nel corso dell'indagine è stata segnalata la presenza dell'acqua di falda alla quota Q_w pari a:

$$Q_w = -4{,}1 \text{ m.}$$

Si ritiene prudenziale prefissare nell'area in esame la Q_{wp} di progetto pari a:

$$Q_{wp} = -3{,}5 \text{ m.}$$

Se d'interesse specifico per la progettazione si consiglia uno studio idrologico della zona.

2.4 - Sismicità dell'area

Nel seguito viene fornito un inquadramento generale sulla classificazione sismica dell'area in esame nel rispetto delle disposizioni delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del Decreto Ministeriale del 14/01/2008.

- ***a)*** Secondo la normativa vigente la tipologia del suolo di fondazione è dipendente dal valore v_{s30}, definito come media della velocità delle onde di taglio entro i primi 30 m dal piano di fondazione.
  Si ricorda che la normativa suddivide i terreni secondo quanto esposto nella tabella 2.2.

TABELLA 2.2 – CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO

CATEGORIA DI SUOLO	LITOLOGIA	v_{s30} [m/s]	N_{SPT} [/]	c_u [kPa]
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore ≤ 5 m.	>800	/	/
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessore di diverse decine di metri.	360÷800	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri.	180÷360	15÷50	70÷250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.	<180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con v_{s30} >800 m/s.	come *C* o *D*	/	/

v_{s30} = velocità di diffusione delle onde di taglio (cfr. più avanti),
N_{SPT} = resistenza SPT,
c_u = coesione non drenata.

In particolare, come previsto dalle NTC, si considera la velocità v_{s_30} di propagazione delle onde di taglio calcolata come valore equivalente entro la profondità di 30 m dall'imposta delle fondazioni dedotta dai risultati della prova MASW:

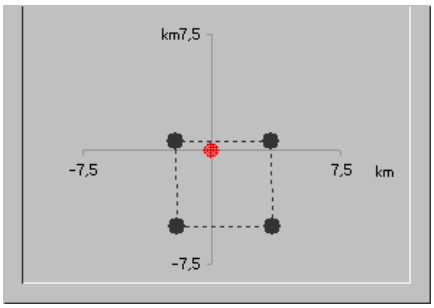
$$v_{s_30} = 300 \text{ m/s}.$$

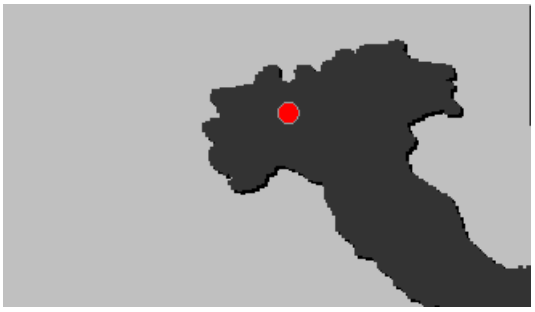
Dal valore v_{s_30} risulta che terreni in esame fanno parte della **CATEGORIA DI SUOLO C.**

- b) Le verifiche nei diversi stati limiti vanno condotte adottando le azioni sismiche che sono funzione della "pericolosità sismica" dell'area in esame.
La "pericolosità sismica" è definita a partire dall'accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con piano campagna orizzontale.
Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali definite, sul sito di riferimento, in funzione dei parametri:
- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,
- F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
- T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di tali parametri sono riportati nella tabella esposta nell'Allegato A del citato decreto in corrispondenza delle coordinate geografiche di una griglia di punti prefissati sul territorio. I parametri dell'area in esame vengono ottenuti per interpolazione lineare tra quattro punti della griglia.
Considerando con sufficiente approssimazione l'area ubicata in corrispondenza del centro del Comune di CORNAREDO, nella figura 2.6 sono mostrati i quattro punti della griglia in cui è compreso il centro di CORNAREDO e le relative coordinate geografiche.

FIGURA 2.6 - PUNTI DI GRIGLIA ADIACENTI IL SITO IN ESAME





Dall'interpolazione eseguita utilizzando il software del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici "SpettriNTC.ver.1.0.3" risultano, per il sito in esame i valori dei parametri a_g, F_o e T_c^* riportati in tabella 2.3.

TABELLA 2.3 - VALORI DEI PARAMETRI A_G, F_o E T^*_c

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
30	0,017	2,547	0,160
50	0,021	2,524	0,189
72	0,025	2,583	0,195
101	0,028	2,593	0,208
140	0,031	2,614	0,222
201	0,034	2,642	0,234
475	0,043	2,669	0,284
975	0,051	2,732	0,303
2475	0,063	2,840	0,325

T_R = periodo di ritorno,
a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno,
F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

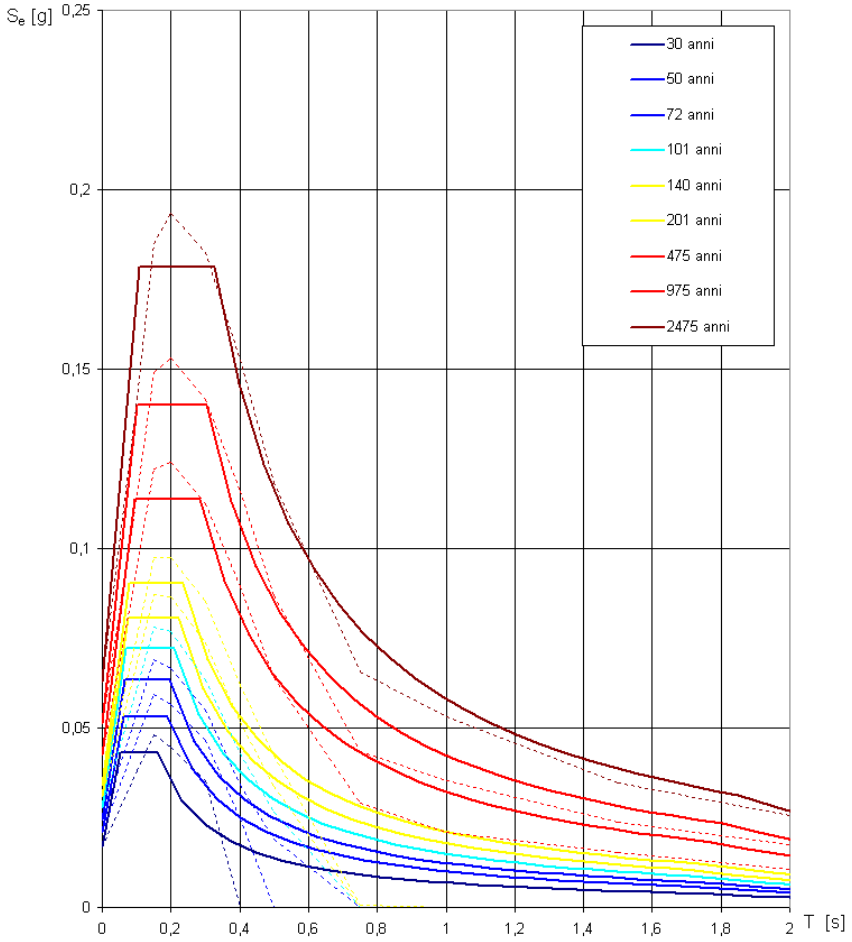
Utilizzando il medesimo software si ricavano gli spettri di risposta elastica delle componenti orizzontali di moto, costruiti a partire dai parametri di tabella 2.3, per i diversi periodi di ritorno considerati dal D.M..
Gli spettri sono riportati nella figura 2.7.

- Con linee continue gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali di moto per diversi periodi di ritorno dell'azione sismica

(D.M. del 14/01/2008).

- Con linee tratteggiate gli spettri definiti dal progetto INGV-S1 (http://esse1.mi.ingv.it/ - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) a partire dai quali sono stati derivati gli spettri di normativa.

FIGURA 2.7 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI SU SUOLO RIGIDO



2.5 – Verifica a liquefazione

Secondo le NTC, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze.

1) Eventi sismici attesi di magnitudo M<5.
2) Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) < 0,1 g.

3) Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.
4) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}>30$ oppure $q_{c1N}>180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata con prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.
5) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure 7.11.1 (a) e 7.11.1 (b) delle NTC.

Da quanto esposto sopra le circostanze 1), 2) si manifestano nel sito in esame. Pertanto la verifica di suscettibilità alla liquefazione dei terreni viene omessa.

Capitolo 3 ***CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO***

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio industriale ubicato secondo il layout riportato nella figura 1.2.
L'edificio presenta una struttura del tipo puntiforme in calcestruzzo armato prefabbricato con associati carichi in fondazione agli SLE compresi significativamente tra 4000 e 7000 kN.

Le fondazioni sono previste impostate alla quota Q_f pari a:

$$Q_f = -1{,}8 \text{ m.}$$

Capitolo 4 ***FONDAZIONI***

4.1 – Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni in esame ed in considerazione delle caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, non si ritiene ammissibile in prima istanza l'adozione di fondazioni dirette a plinto e nastriformi impostate alla Q_f. A tale quota sono infatti presenti in tutta l'area i terreni dello strato A, aventi associate caratteristiche meccaniche scadenti, ritenuti non idonei come sedime delle fondazioni.
Considerati i notevoli carichi trasmessi in fondazione, queste saranno impostate su elementi verticali profondi. Al riguardo si propongono pali trivellati del tipo CFA, a elica continua gettati in opera con calcestruzzo pompato a pressione attraverso l'asse cavo della cloclea durante la sua risalita.
Nelle note seguenti di tali pali sarà condotta l'analisi di resistenza e di deformazione.

4.2 – Analisi pali di fondazione

4.2.1 – Analisi pali sottoposti a forze verticali di compressione

- a) Caratteristiche dimensionali e di carico

La resistenza di progetto R_D del palo dovrà rispettare la condizione:

$$R_D \geq E_D$$

dove E_D è il valore di progetto dell'azione che sarà definito dal Progettista in relazione ai materiali che si definirà di adottare (classe del calcestruzzo, quantitativo d'armatura, diametro).
Nel seguito, nella valutazione della resistenza in termini GEO si prevede un "range" entro il quale si ritiene siano compresi i valori R_D richiesti.
Sono considerati pali del diametro nominale D = 500, 600 e 800 mm.

- b) Ipotesi e modalità di calcolo

I calcoli sono condotti secondo quanto prescritto nella normativa di riferimento.
La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ dei pali viene considerata come sommatoria della resistenza laterale R_{c,cal_l} e resistenza di base R_{c,cal_b}.
Per la valutazione della R_{c,cal_b} il terreno è ipotizzato incompressibile e in condi-

zioni di rottura generale; è calcolata con il metodo di BEREZANTZEV (1961). Per la valutazione della R_{c,cal_l} si è utilizzato il metodo MAYER(1949) e BERNAL-REESE (1983).
I parametri geotecnici adottati nei calcoli sono dedotti dalla caratterizzazione del suolo esposta nel capitolo 2 che rappresenta la condizione geotecnica media dell'area e che, in relazione alla variabilità delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area, fornisce il valore minimo della $R_{c,cal}$ dal quale, utilizzando i fattori di correlazione ξ_3 per un numero di verticali pari a 3 (ξ_3 = 1,6) e i coefficienti parziali γ_R, si ottiene la resistenza di progetto R_D.
Per il calcolo dei cedimenti del palo isolato si è adottato il metodo delle curve di trasferimento.

- c) Risultati dei calcoli
I parametri, le modalità ed i risultati dei calcoli di resistenza e di cedimento dei pali sono riportati nell'APPENDICE DI CALCOLO e riassunti nella tabella 4.1.

TABELLA 4.1 - RIASSUNTO DEI CALCOLI DI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE A COMPRESSIONE DEI PALI TIPO CFA

D [mm]	Q_b [m]	$R_{c,calc_l}$ [kN]	$R_{c,calc_b}$ [kN]	N_{calc_SLE} [kN]	$R_{ck,l}$ [kN]	$R_{ck,b}$ [kN]	R_D [kN]	w [cm]	K_v [MN/m]
500	-19,5	2185,9	447,7	822,4	1366,2	279,8	1331,1	0,22	373,8
	-21,5	2660,2	492,5	989,5	1662,6	307,8	1602,7	/	/
	-23,5	3176,9	537,2	1170,8	1985,6	335,7	1897,4	/	/
600	-20,0	2760,6	661,9	1058,8	1725,3	413,7	1711,9	0,23	460,3
	-22,0	3342,4	726,4	1265,8	2089,0	454,0	2048,1	/	/
	-24,0	3975,3	790,7	1489,7	2484,6	494,2	2412,0	/	/
800	-20,5	3868,3	1254,0	1557,9	2417,7	783,8	2510,9	0,27	577,0
	-23,0	4870,0	1352,4	1905,7	3043,8	845,3	3078,0	/	/
	-25,5	5978,0	1495,3	2303,9	3736,3	934,6	3724,4	/	/

D = diametro del palo,
Q_b = quota di base del palo,
$R_{c,calc_l}$ = portata limite laterale,
$R_{c,calc_b}$ = portata limite di base,
N_{calc_SLE} = carico di calcolo dei cedimenti,
R_{ckl} = resistenza caratteristica laterale = $R_{c,calc_l}/\xi_3$,
R_{ckb} = resistenza caratteristica di base = $R_{c,calc_b}/\xi_3$,
ξ_3 = fattore per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate assunto pari a 1,6 (n° verticali = 3, condizione geotecnica media),
R_D = resistenza di progetto =R_{ck}/γ_R,

γ_R = coefficiente parziale (cfr. tabella 6.4.II delle NTC),
w = cedimento testa palo,
K_v = rigidezza verticale palo = N_{calc_SLE}/w.

- d) Indicazioni progettuali

- La disposizione dei pali al disotto delle fondazioni sarà tale da considerare un interasse minimo tra pali contigui pari a 3 diametri. Qualora si adottasse la soluzione di plinti su due pali si dovrà prevedere una trave interplinto con la funzione di assorbire i momenti longitudinali.

- Nel calcolo delle forze agenti sui singoli pali al disotto della fondazione si dovrà a parere degli scriventi assumere uno scostamento del palo rispetto alla posizione di progetto.
  Tale "eccentricità", dovuta a errori di posizionamento dell'attrezzatura e in subordine a errori di tracciamento, per i pali in esame potrà essere assunta pari a:
  $$e_p = 4 \div 5 \text{ cm}.$$

- La resistenza R_D calcolata nel paragrafo precedente è da intendere relativa a un palo isolato. La resistenza R_{DG} del gruppo di pali in generale è differente rispetto al prodotto della resistenza R_D del singolo palo per il numero n_p dei pali del gruppo ed è pari a:
  $$R_{DG} = E_G * n_p * R_d$$

  E_G = efficienza della palificata.
  Con la tipologia di palo proposta (eseguita per parziale asportazione di terreno), nei terreni prevalentemente incoerenti quali quelli in esame l'efficienza è in generale maggiore di 1 in quanto l'azione di costipamento prodotta nel corso dell'esecuzione del palo produce un aumento della densità dei terreni. Le incertezze insite nel calcolo di E_G consigliano di adottare cautelativamente:
  $$E_G = 1.$$

- Come prescritto dalla normativa occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti dei pali siano compatibili con i requisiti prestazionali delle strutture in elevazione (verifiche SLE). A tale scopo, nell'analisi interattiva struttura-terreno potranno essere utilizzati i valori delle rigidezze K dei

pali indicate nella tabella 4.1.
Si fa rilevare che tali valori sono relativi al palo isolato. Il palo facente parte di un gruppo avrà associati valori di K_v minori, variabili al variare del numero di pali e dell'interasse.
Un valore di prima approssimazione del cedimento medio w_g del gruppo di pali che può essere utilizzato per la valutazione della rigidezza K_{vg} media del palo in gruppo:

$$K_{vg} = N_p/w_g$$

potrà essere calcolato tramite l'espressione:

$$w_g = 0{,}3 * n_p * w_s * R^{-1,2}$$

n_p = numero dei pali del gruppo,
$w_s = N_p/K_v$ = cedimento del palo isolato,
N_p = forza media agente sul singolo palo,
K_v = rigidezza palo isolato (cfr. tabella 4.1),
$R = (n_p * s/L)^{0,5}$,
s = interasse medio dei pali in gruppo,
L = lunghezza media dei pali in gruppo.

4.2.2 – Analisi pali sottoposti a forze orizzontali

L'analisi dei pali sottoposti a forze orizzontali che porta alla valutazione della deformata e delle azioni flettenti potrà essere condotta, in predimensionamento, utilizzando le seguenti espressioni (MATLOCK - REESE):

$$\rho = C_y * (H * T^3/(E_p * J_p))$$
$$M_z = C_m * H * T$$

dove:
ρ = spostamento orizzontale,
M_z = momento flettente,
C_y, C_m = coefficienti variabili in funzione del vincolo in testa al palo e del coefficiente di profondità Z = z/T riportati negli abachi di figure 4.1, 4.2,
T = lunghezza caratteristica = $[(E_p * J_p)/n_h]^{.25}$,
E_p = modulo elastico del materiale costituente il palo,
J_p = momento di inerzia della sezione del palo,

n_h = A γ/1.35 = modulo di reazione orizzontale del terreno,

A = coefficiente funzione della rigidezza del terreno che può essere assunto pari a 400,

γ = peso di volume del terreno = 10 kN/m^3.

FIGURA 4.1 – ABACO C_Y – Z

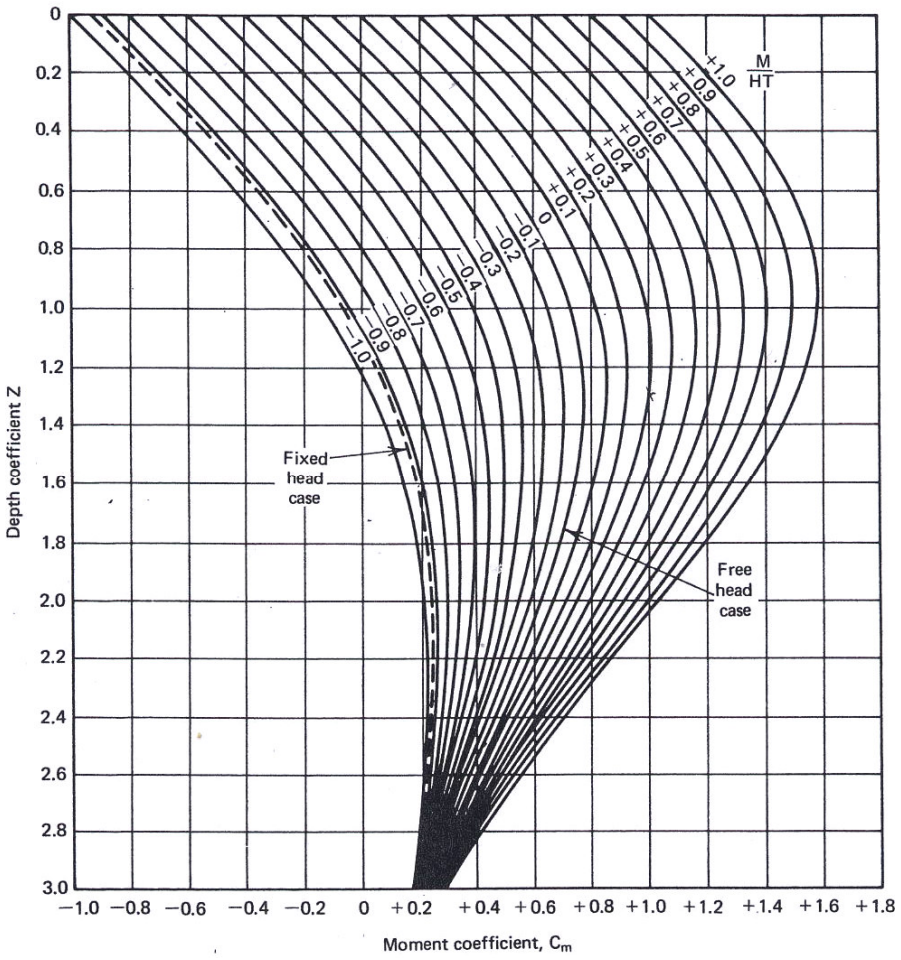
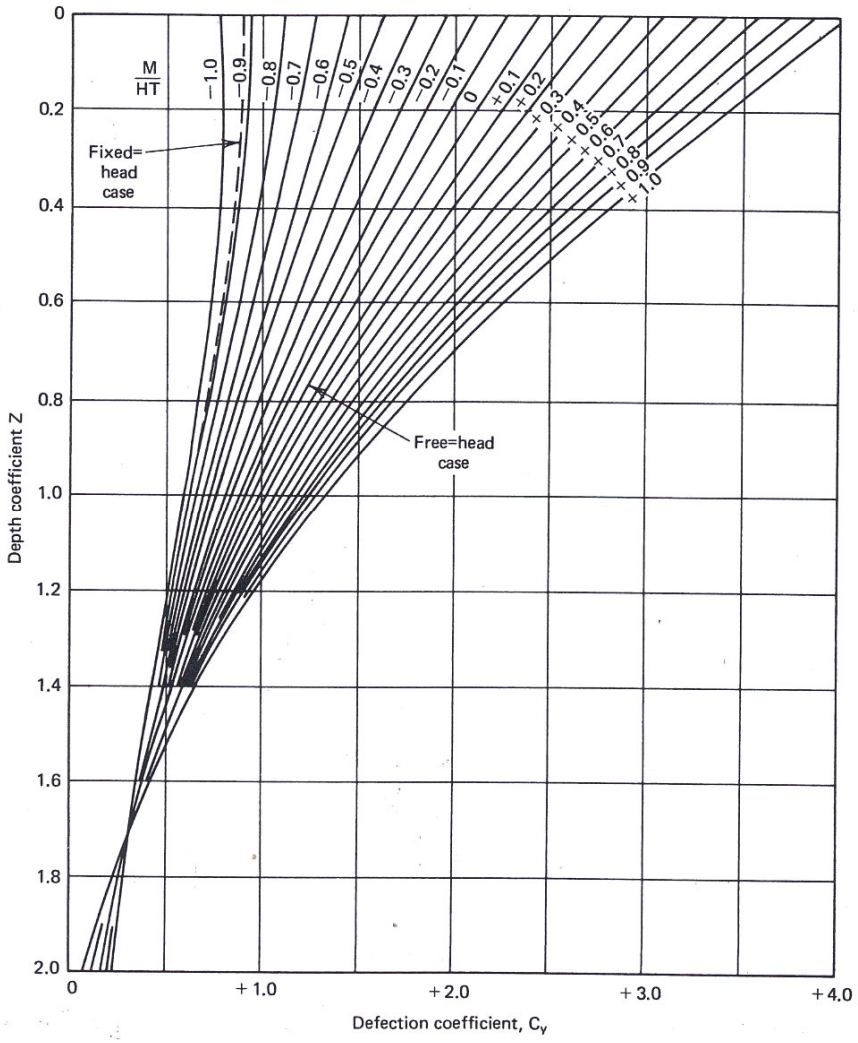


FIGURA 4.2 – ABACO C_M – Z



Capitolo 5 ***RACCOMANDAZIONI ESECUTIVE***

5.1 – Fase di produzione

Nel corso della fase di produzione dei pali, allo scopo di controllare il buon andamento dei lavori e la corretta esecuzione, si consiglia la registrazione continua in corso d'opera dei parametri dell'avanzamento dell'elica (pressione olio, velocità d'avanzamento, ecc.), dei quantitativi di calcestruzzo utilizzati per il singolo palo e la pressione di getto.
In particolare occorrerà misurare per il singolo palo l'assorbimento di calcestruzzo V_a e rapportarlo con il volume teorico V_t. Sarà ammesso un rapporto $\alpha_{cls} = V_a/V_t$ compreso tra 1 e 1,4.
Valori di α_{cls} differenti da quello segnalato sono indicatori di anomalie esecutive. Occorrerà in tal caso interrompere le lavorazioni e prendere i necessari provvedimenti correttivi.

5.2 - Controlli e verifiche

Come previsto dalla normativa, si rileva che il dimensionamento dei pali potrà anche essere condotto mediante l'approccio sperimentale, utilizzando i risultati di una o più prove di carico di progetto da eseguire su pali pilota.
Queste prove permetteranno di ottimizzare il dimensionamento dei pali condotto nel presente rapporto con l'utilizzo dei fattori di correlazione ξ_1 e ξ_2 che si ricorda, assumono valori significativamente inferiori a quelli del fattore ξ_3 adottati sopra con il metodo analitico.
Per ultimo si ricorda quanto esposto nella Normativa vigente relativamente all'accettazione dei pali di fondazione, ovvero la necessità di eseguire prove di collaudo sui pali della palificata.

" *Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1.5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.*
Il numero e le prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,

2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,

3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,

4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,

5 se il numero dei pali è compreso tra 201 e 500,

il numero intero più prossimo al valore 5+ n/500, se il numero n di pali è superiore a 500.

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali....". (D.M. del 14/01/2009).

APPENDICE DI CALCOLO

ANALISI PALO SOTTOPOSTO A FORZE VERTICALI

MODALITA' DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

PALO TRIVELLATO TIPO CFA

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ del palo viene considerata come sommatoria delle resistenze laterale R_{c,cal_l} e di base R_{c,cal_b}.
Per la valutazione della R_{c,cal_b} il terreno viene considerato incompressibile e in condizione di rottura generale adottando il procedimento di BEREZANTZEV (1961).
Per la valutazione della R_{c,cal_l} viene adottato il metodo di MAYER (1949) e BERNAL-REESE (1983) per i quali l'adesione laterale palo-terreno è funzione della pressione del calcestruzzo fluido per una profondità massima di 10 m.
Le formule generali adottate nei calcoli sono le seguenti:

$$R_{c,cal} = R_{c,cal_l} + R_{c,cal_b} \quad [1]$$

$$R_{c,cal_l} = \pi D * (\Sigma_i \Delta H_i * (\tau_{i1} + \tau_{i2})) \quad [2]$$

$$R_{c,cal_b} = \alpha_b * \Omega_b * (c * N_c + \alpha * \sigma_{vb} * N_q + 0.3 * \gamma_b * D * N_\gamma)$$

dove:
D = diametro palo,
ΔH_i = spessore strato di suddivisione iesimo,
$\tau_{i1} = \sigma_{cls} * \tan\delta_i$ = adesione palo-terreno relativa allo strato iesimo dove σ_{cls} è la pressione del cls fluido a partire dal piano lavori,
δ = angolo d'attrito terra-muro,
$\tau_{i2} = w_i * c_i$ = adesione palo-terreno dovuta alla coesione c_i dove w_i è un coefficiente di riduzione,
α_b = coefficiente moltiplicativo dell'area di base,
$\Omega_b = \pi * D^2/4$ = area di base,
c = coesione,
N_c; N_q; N_g = fattori di capacità portante,
α = coefficiente di riduzione della σ_{vb} secondo Berezantzev,
$\sigma_{vb} = \gamma_m * z_b$ = pressione verticale efficace alla base del palo,
γ_m = peso di volume medio ponderale del terreno entro la profondità z,
z_b = profondità della base del palo misurata da Q_{pci},
γ_b = peso di volume del terreno al disotto della base del palo.
Per le verifiche agli stati limiti di esercizio (S.L.E.), il cedimento del palo viene calcolato considerando un carico agente N_{calc_SLE} assunto pari a:

$$N_{calc_SLE} = R_{c,cal_b}/F_{sb} + R_{c,cal_l}/F_{sl} - P_p$$

dove:
P_p = peso proprio del palo.
F_{sb}, F_{sl} = coefficienti di riduzione della resistenza di calcolo.

Nel calcolo agli stati limiti ultimi (S.L.U.), la verifica per collasso dovuto al raggiungimento del carico limite dell'insieme palo-terreno deve soddisfare la condizione:

$$E_d <= R_d$$

dove E_d e R_d sono rispettivamente i valori di progetto dell'azione e della resistenza.

La R_d viene calcolata secondo il D.M. del 14/01/08:

Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1): $R_d = R_{c;k}(\varphi, c) = R_{c;kb}(\varphi, c) + R_{c;kl}(\varphi, c) - P_p * \gamma_F$
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M1+R2): $R_d = R_{c;kb}(\varphi, c)/1{,}6 + R_{c;kl}(\varphi, c)/1{,}45 - P_p * \gamma_F$
Approccio 2 (A1+M1+R3): $R_d = R_{c;kb}(\varphi, c)/1{,}45 + R_{c;kl}(\varphi, c)/1{,}15 - P_p * \gamma_F$
(γ_F = 1,3 (A1) ovvero = 1,0 (A2)).

Per $R_{c;k}(\varphi, c)$ si è indicata la resistenza caratteristica, di base (b) e laterale (l), calcolata utilizzando i valori di φ e c caratteristici.
La resistenza caratteristica $R_{c;k}$ è valutata tramite l'espressione:

$$R_{c;kb} = \text{Min}\ \{(R_{c,cal_b})_{media}/\xi_3;\ (R_{c,cal_b})_{min}/\xi_4\}$$

$$R_{c;kl} = \text{Min}\ \{(R_{c,cal_l})_{media}/\xi_3;\ (R_{c,cal_l})_{min}/\xi_4\}$$

ξ_3, ξ_4 = fattori di correlazione funzione della condizione geotecnica adottata (ξ_3: favorevole $(R_{c,calc})_{media}$; ξ_4: sfavorevole $(R_{c,calc})_{min}$ (cfr. (tab. 6.4.III del D.M. del 14/02/2008).

MODALITA' DI CALCOLO DEL CEDIMENTO

- a) Il calcolo del cedimento w_t del palo isolato è eseguito suddividendo l'elemento in n. 10 conci e applicando il metodo delle curve di trasferimento (τ - z)

Il terreno lungo la superficie laterale e alla base viene considerato a comportamento elastico non lineare secondo una curva p-y di tipo iperbolico avente la seguente espressione:

$$\tau = \tau_{lim} * k_{si} * w_t/(\tau_{lim} + k_{si} * w_t) \qquad [3]$$

$$\sigma_b = \sigma_{blim} * k_{si} * w_t/(\sigma_{blim} + k_{si} * w_t) \qquad [4]$$

dove:

τ, σ_b = adesione palo-terreno e pressione del terreno alla base rispettivamente,

τ_{lim}, σ_{blim} = adesione limite palo-terreno e pressione limite del terreno alla base del palo rispettivamente, coincidente con l'asintoto della curva τ-w e σ_b-w,

k_{si} = pendenza tangente iniziale della curva τ-w e σ_b-w,

w_t = cedimento sotto τ e σ_b.

- b) Per la valutazione di k_{si} si utilizzano la [3] e la [4] provvedendo dapprima al calcolo di τ_{lim} per i singoli conci di suddivisione e di σ_{blim} e successivamente al calcolo del cedimento all'interfaccia tra palo e terreno del singolo concio e della base del palo,

- c) Il calcolo del cedimento w_{tli} del generico concio all'interfaccia tra il palo e il terreno è eseguito utilizzando la seguente espressione:

$$w_{tli} = (\xi * \tau_i * D/2)/G_i$$

dove:

ξ = coefficiente empirico dipendente dalle modalità esecutive e che per il palo in esame si è assunto pari a 2,0

τ_i = sforzo di taglio all'interfaccia concio iesimo-terreno,

D = diametro del palo,

G_i = modulo di taglio del terreno a lato del concio iesimo.

Il cedimento w_b del concio di base è calcolato tramite l'espressione seguente:

$$w_b = N * (1 - \nu)/(D/2\ G_b * 4)$$

dove:

N = carico assiale alla base del palo,

ν = rapporto di Poisson,

D = diametro del palo,

G_b = modulo di taglio del terreno alla base del palo.

- d) Note le curve di trasferimento per ogni singolo elemento di suddivisione, la prima iterazione considera la curva di trasferimento assimilata a una retta con pendenza k_{si}. Sulla scorta dello stato deformazionale ottenuto dalla prima iterazione (valori di w) il sistema procede al calcolo dei nuovi valori di k_{si} che è una rigidezza secante alla curva e con tale valore esegue la seconda iterazione e successivamente altre iterazioni fino a convergenza.

Il calcestruzzo viene considerato a comportamento elastico.

DATI DI INPUT

Geometria

Quota piano a lato della fondazione [m]:	Q_{pci} =	-0,5
Quota testa palo (imposta fondazione) [m]:	Q_f =	-1,8
Quota piano lavori [m]:	Q_{pl} =	-0,5
Diametro palo [m]:	D =	0,50
Quota base palo per calcolo cedimenti [m]:	Q_b =	-19,5
Lunghezza concio di suddivisione [m]:	ΔH =	1,8

Geotecnica

Strato	Q_l	ν	γ	m-α	φ	c	d	w
	[m]	[/]	[kN/m^3]	[/]	[gradi]	[kPa]	[/]	[/]
1	-6,0	0,30	19,0	450,0	24,0	0,0	1,0	/
2	-18,0	0,30	19,0	550,0	26,0	0,0	1,0	/
3	-50,0	0,30	19,0	620,0	27,5	0,0	1,0	/
4	/	/	/	/	/	/	/	/
5	/	/	/	/	/	/	/	/
base				620,0	27,5	0,0	1,0	/
Quota falda durante i lavori [m]:							Q_w = -3,5	
Quota falda in esercizio [m]:							Q_w = -3,5	

Q_l = quota letto strato,
ν = rapporto di Poisson,
γ = peso di volume,
m = gradiente del modulo E di Young (terreni granulari - c= 0),
α = coefficiente moltiplicativo della coesione c (terreni coesivi - φ = 0),
φ = angolo d'attrito,
d = δ/φ (laterale),
δ = angolo d'attrito terra-muro.
w = c_r/c; c_r = coesione ridotta.

Varie

Peso di volume calcestruzzo fluido [kN/m^3]:	γ_{cls} =	23,0
Quota inferiore calcestruzzo fluido [m]:	Q_{cls} =	-100,0
Modulo elastico calcestruzzo [MPa]:	E_{cls} =	31000,0
Coefficiente di sicurezza portata laterale (SLE):	F_{sl} =	3,0
Coefficiente di sicurezza portata di base (SLE):	F_{sb} =	3,0
Coefficiente moltiplicativo area di base:	α_b =	1
Numero verticali d'indagine:	n_{vind} =	3
Condizione geotecnica:		media
Fattore di correlazione:	$\xi 3$ =	1,6

Curve di trasferimento

Concio	z	τ_{llim} - σ_b	k_{sil}
n°	[m]	[kPa]	[kN/m]
1	0,9	18,4	47716,0
2	2,7	28,7	64196,6
3	4,4	42,6	94401,0
4	6,2	53,9	108012,6
5	8,0	65,1	120091,3
6	9,7	76,3	131061,4
7	11,5	87,5	141181,7
8	13,3	98,8	150623,6
9	15,0	110,0	159507,5
10	16,8	129,4	189294,0
Base	17,7	2280,3	49805,0

z = profondità media concio da testa palo
τ_{lim} = adesione limite palo-terreno,
σ_b = pressione di rottura terreno alla base del palo,
k_{sil} = = pendenza tangente iniziale della curva τ-w e σ_b-w.

Lunghezza concio di discretizz. (calcolo cedimenti) [m]: ΔH = 1,8

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA

Resistenza laterale di calcolo R_{c,cal_l}

Q_b = -19,50 [m]

i	ΔHi	σ_{clsi}	δ_i	$tg\delta_i$	τ_{i1}	w_i	c	τ_{i2}	τ_{it}
/	[m]	[kPa]	[gradi]	/	**[kPa]**	/	[kPa]	**[kPa]**	**[kPa]**
1	1,7	49,5	24,0	0,45	**22,0**	0,00	0,0	**0,0**	**22,0**
2	0,0	69,0	24,0	0,45	**30,7**	0,00	0,0	**0,0**	**30,7**
3	2,5	85,3	24,0	0,45	**38,0**	0,00	0,0	**0,0**	**38,0**
4	12,0	179,5	26,0	0,49	**87,5**	0,00	0,0	**0,0**	**87,5**
5	1,5	267,3	27,5	0,52	**139,1**	0,00	0,0	**0,0**	**139,1**
6									
7									
							R_{c,cal_l} =	**2185,9**	**[kN]**

Q_b = -21,5 [m]

i	ΔHi	σ_{clsi}	δ_i	$tg\delta_i$	τ_{i1}	w_i	c	τ_{i2}	τ_{it}
/	[m]	[kPa]	[gradi]	/	**[kPa]**	/	[kPa]	**[kPa]**	**[kPa]**
1	1,7	49,5	24,0	0,45	**22,0**	0,00	0,0	**0,0**	**22,0**
2	0,0	69,0	24,0	0,45	**30,7**	0,00	0,0	**0,0**	**30,7**
3	2,5	85,3	24,0	0,45	**38,0**	0,00	0,0	**0,0**	**38,0**
4	12,0	179,5	26,0	0,49	**87,5**	0,00	0,0	**0,0**	**87,5**
5	3,5	280,3	27,5	0,52	**145,9**	0,00	0,0	**0,0**	**145,9**
6									
7									
							R_{c,cal_l} =	**2660,2**	**[kN]**

Q_b = -23,5 [m]

i	ΔHi	σ_{clsi}	δ_i	$tg\delta_i$	τ_{i1}	w_i	c	τ_{i2}	τ_{it}
/	[m]	[kPa]	[gradi]	/	**[kPa]**	/	[kPa]	**[kPa]**	**[kPa]**
1	1,7	49,5	24,0	0,45	**22,0**	0,00	0,0	**0,0**	**22,0**
2	0,0	69,0	24,0	0,45	**30,7**	0,00	0,0	**0,0**	**30,7**
3	2,5	85,3	24,0	0,45	**38,0**	0,00	0,0	**0,0**	**38,0**
4	12,0	179,5	26,0	0,49	**87,5**	0,00	0,0	**0,0**	**87,5**
5	5,5	293,3	27,5	0,52	**152,7**	0,00	0,0	**0,0**	**152,7**
6									
7									
							R_{c,cal_l} =	**3176,9**	**[kN]**

Resistenza di base di calcolo R_{c,cal_b}

Q_b	Ω_b	N_c	N_q(*)	N_γ	α	σ_{vb}	R_{c,cal_b}
[m]	[m^2]	[/]	[/]	[/]	[/]	[kPa]	**[kN]**
-19,5	0,2	44,2	24,0	12,9	0,4	217,0	**447,7**
-21,5	0,2	44,2	24,0	12,9	0,4	237,0	**492,5**
-23,5	0,2	44,2	24,0	12,9	0,4	257,0	**537,2**

(*) Secondo Berezantzev (1961).

A1-C1 = Appr. 1 Comb. 1 (STRU) A1-C2 = Appr. 1 Comb. 2 (GEO) A2 = Appr. 2 (GEO)				SINTESI DEI RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA						
				S.L.E		S.L.U.				
								A1-C1	A1-C2	A2
Q_b	R_{c,cal_l}	R_{c,cal_b}	$R_{c,cal}$	P_p	N_{cal_SLE}	$R_{c;k_l}$	$R_{c;k_b}$	R_D	R_D	R_D
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
-19,5	2185,9	447,7	2633,6	55,5	822,4	1366,2	279,8	1573,9	1061,6	1331,1
-21,5	2660,2	492,5	3152,6	61,4	989,5	1662,6	307,8	1890,6	1277,6	1602,7
-23,5	3176,9	537,2	3714,1	67,2	1170,8	1985,6	335,7	2233,9	1512,0	1897,4

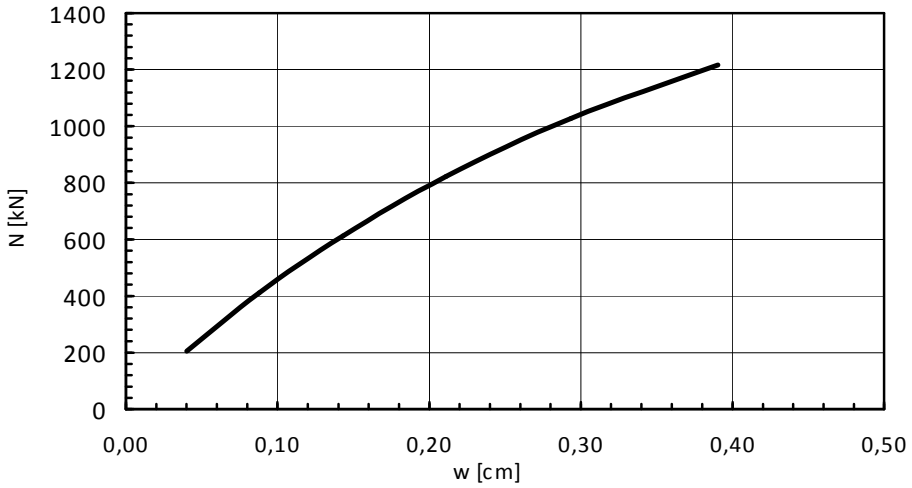
RISULTATI DEI CALCOLI DI CEDIMENTO

N - [kN]	206			411			613		
z	w	τ_l	α	w	τ_l	α	w	τ_l	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
0,9	**0,04**	5,0	27,18	**0,09**	8,3	44,95	**0,14**	10,5	57,14
2,7	0,03	6,2	21,75	0,08	10,9	38,09	0,13	14,4	50,38
4,4	0,03	8,1	18,99	0,07	14,7	34,45	0,11	19,9	46,74
6,2	0,03	8,2	15,29	0,06	15,7	29,06	0,10	22,0	40,90
8,0	0,02	8,1	12,38	0,05	15,9	24,48	0,08	23,2	35,65
9,7	0,02	7,7	10,10	0,04	15,8	20,67	0,07	23,7	31,04
11,5	0,02	7,3	8,35	0,04	15,4	17,59	0,06	23,8	27,14
13,3	0,01	7,0	7,05	0,03	15,0	15,19	0,06	23,7	23,98
15,0	0,01	6,7	6,12	0,03	14,8	13,42	0,05	23,7	21,56
16,8	0,01	7,5	5,81	0,03	16,6	12,84	0,05	26,9	20,77
	σ_b [kPa] =	29,4	1,29	σ_b [kPa] =	68,8	3,02	σ_b [kPa] =	119,7	5,25

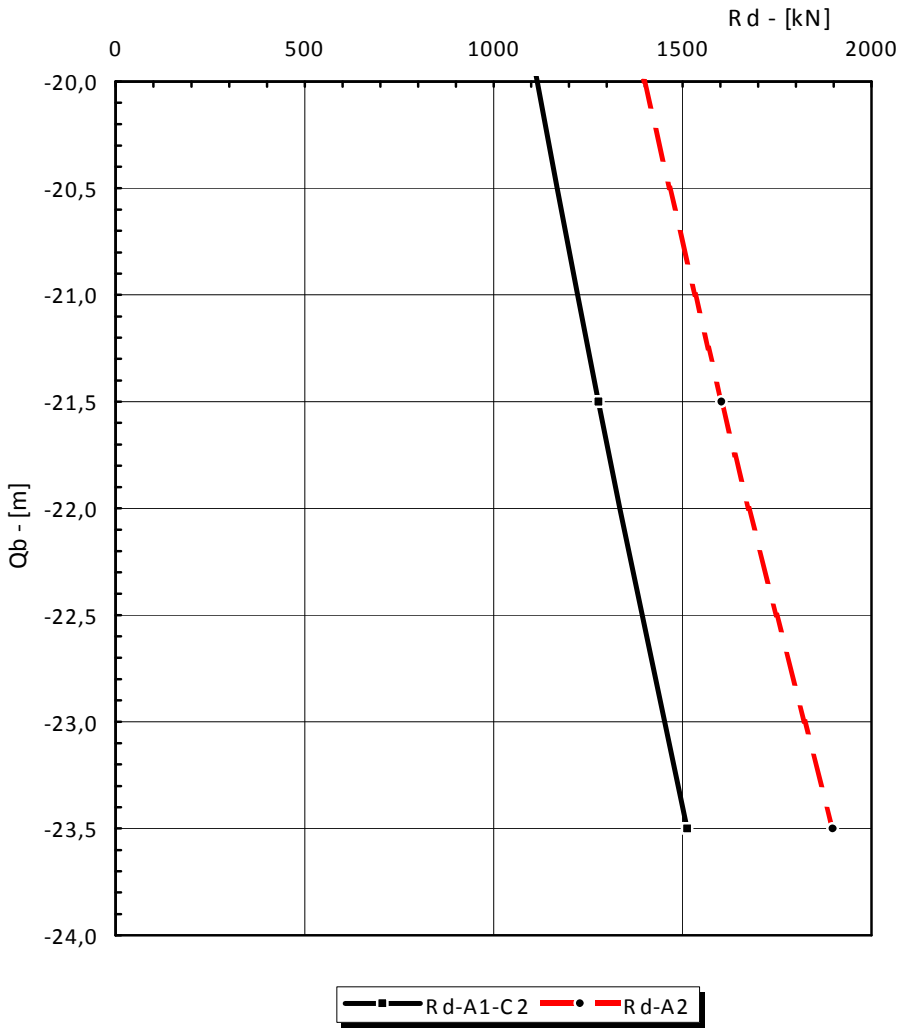
N - [kN]	822			1028			1217		
z	w	τ_l	α_{mob}	w	τ_l	α_{mob}	w	τ_l	α_{mob}
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
0,9	**0,21**	12,2	66,29	**0,29**	13,5	73,19	**0,39**	14,5	78,42
2,7	0,19	17,3	60,25	0,26	19,5	68,04	0,36	21,3	74,12
4,4	0,17	24,3	57,04	0,24	27,9	65,39	0,32	30,7	71,99
6,2	0,15	27,7	51,49	0,21	32,6	60,49	0,29	36,5	67,83
8,0	0,13	30,1	46,29	0,19	36,3	55,76	0,26	41,5	63,74
9,7	0,11	31,7	41,53	0,17	39,1	51,31	0,24	45,6	59,80
11,5	0,10	32,7	37,32	0,15	41,3	47,24	0,22	49,1	56,13
13,3	0,09	33,4	33,78	0,14	43,1	43,69	0,20	52,2	52,84
15,0	0,09	34,1	30,97	0,13	44,9	40,78	0,19	55,1	50,07
16,8	0,08	38,9	30,08	0,13	51,6	39,92	0,18	63,8	49,31
	σ_b [kPa] =	190,1	8,34	σ_b [kPa] =	280,8	12,31	σ_b [kPa] =	388,8	17,05

α_{mob} = percentuale di mobilitazione della τ_l e della σ_b.

CURVA CEDIMENTO - CARICO; Q -19,50



CURVA RESISTENZA R_D - QUOTA DI BASE Q_b



DATI DI INPUT

Geometria

Quota piano a lato della fondazione [m]:	Q_{pci} =	-0,5
Quota testa palo (imposta fondazione) [m]:	Q_f =	-1,8
Quota piano lavori [m]:	Q_{pl} =	-0,5
Diametro palo [m]:	D =	0,60
Quota base palo per calcolo cedimenti [m]:	Q_b =	-20,0
Lunghezza concio di suddivisione [m]:	ΔH =	1,8

Geotecnica

Strato	Q_l	ν	γ	m-α	φ	c	d	w
	[m]	[/]	[kN/m^3]	[/]	[gradi]	[kPa]	[/]	[/]
1	-6,0	0,30	19,0	450,0	24,0	0,0	1,0	/
2	-18,0	0,30	19,0	550,0	26,0	0,0	1,0	/
3	-50,0	0,30	19,0	620,0	27,5	0,0	1,0	/
4	/	/	/	/	/	/	/	/
5	/	/	/	/	/	/	/	/
base				620,0	27,5	0,0	1,0	/
Quota falda durante i lavori [m]:							Q_w = -3,5	
Quota falda in esercizio [m]:							Q_w = -3,5	

Q_l = quota letto strato,

ν = rapporto di Poisson,

γ = peso di volume,

m = gradiente del modulo E di Young (terreni granulari - c= 0),

α = coefficiente moltiplicativo della coesione c (terreni coesivi - φ = 0),

φ = angolo d'attrito,

d = δ/φ (laterale),

δ = angolo d'attrito terra-muro.

w = c_r/c; c_r = coesione ridotta.

Varie

Peso di volume calcestruzzo fluido [kN/m^3]:	γ_{cls} =	23,0
Quota inferiore calcestruzzo fluido [m]:	Q_{cls} =	-100,0
Modulo elastico calcestruzzo [MPa]:	E_{cls} =	31000,0
Coefficiente di sicurezza portata laterale (SLE):	F_{sl} =	3,0
Coefficiente di sicurezza portata di base (SLE):	F_{sb} =	3,0
Coefficiente moltiplicativo area di base:	α_b =	1
Numero verticali d'indagine:	n_{vind} =	3
Condizione geotecnica:		media
Fattore di correlazione:	$\xi 3$ =	1,6

Curve di trasferimento

Concio	z	τ_{lim} - σ_b	k_{sil}
n°	[m]	[kPa]	[kN/m]
1	0,9	18,6	49343,8
2	2,7	29,1	66633,0
3	4,6	43,4	98121,6
4	6,4	55,0	112353,0
5	8,2	66,5	124974,1
6	10,0	78,1	136432,6
7	11,8	89,6	147000,6
8	13,7	101,1	156858,3
9	15,5	112,7	166132,0
10	17,3	132,6	197176,7
Base	18,2	2341,1	60547,3

z = profondità media concio da testa palo

τ_{lim} = adesione limite palo-terreno,

σ_b = pressione di rottura terreno alla base del palo,

k_{sil} = = pendenza tangente iniziale della curva τ-w e σ_b-w.

Lunghezza concio di discretizz. (calcolo cedimenti) [m]: ΔH = 1,8

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA

Resistenza laterale di calcolo R_{c,cal_l}

Q_b = -20,00 [m]									
i	ΔHi	σ_{clsi}	δ_i	$tg\delta_i$	τ_{i1}	w_i	c	τ_{i2}	τ_{it}
/	[m]	[kPa]	[gradi]	/	**[kPa]**	/	[kPa]	**[kPa]**	**[kPa]**
1	1,7	49,5	24,0	0,45	**22,0**	0,00	0,0	**0,0**	**22,0**
2	0,0	69,0	24,0	0,45	**30,7**	0,00	0,0	**0,0**	**30,7**
3	2,5	85,3	24,0	0,45	**38,0**	0,00	0,0	**0,0**	**38,0**
4	12,0	179,5	26,0	0,49	**87,5**	0,00	0,0	**0,0**	**87,5**
5	2,0	270,5	27,5	0,52	**140,8**	0,00	0,0	**0,0**	**140,8**
6									
7									
							R_{c,cal_l} =	**2760,6**	**[kN]**

Q_b = -22,0 [m]									
i	ΔHi	σ_{clsi}	δ_i	$tg\delta_i$	τ_{i1}	w_i	c	τ_{i2}	τ_{it}
/	[m]	[kPa]	[gradi]	/	**[kPa]**	/	[kPa]	**[kPa]**	**[kPa]**
1	1,7	49,5	24,0	0,45	**22,0**	0,00	0,0	**0,0**	**22,0**
2	0,0	69,0	24,0	0,45	**30,7**	0,00	0,0	**0,0**	**30,7**
3	2,5	85,3	24,0	0,45	**38,0**	0,00	0,0	**0,0**	**38,0**
4	12,0	179,5	26,0	0,49	**87,5**	0,00	0,0	**0,0**	**87,5**
5	4,0	283,5	27,5	0,52	**147,6**	0,00	0,0	**0,0**	**147,6**
6									
7									
							R_{c,cal_l} =	**3342,4**	**[kN]**

Q_b = -24,0 [m]									
i	ΔHi	σ_{clsi}	δ_i	$tg\delta_i$	τ_{i1}	w_i	c	τ_{i2}	τ_{it}
/	[m]	[kPa]	[gradi]	/	**[kPa]**	/	[kPa]	**[kPa]**	**[kPa]**
1	1,7	49,5	24,0	0,45	**22,0**	0,00	0,0	**0,0**	**22,0**
2	0,0	69,0	24,0	0,45	**30,7**	0,00	0,0	**0,0**	**30,7**
3	2,5	85,3	24,0	0,45	**38,0**	0,00	0,0	**0,0**	**38,0**
4	12,0	179,5	26,0	0,49	**87,5**	0,00	0,0	**0,0**	**87,5**
5	6,0	296,5	27,5	0,52	**154,3**	0,00	0,0	**0,0**	**154,3**
6									
7									
							R_{c,cal_l} =	**3975,3**	**[kN]**

Resistenza di base di calcolo R_{c,cal_b}

Q_b	Ω_b	N_c	N_q(*)	N_γ	α	σ_{vb}	R_{c,cal_b}
[m]	[m^2]	[/]	[/]	[/]	[/]	[kPa]	**[kN]**
-20,0	0,3	44,2	24,0	12,9	0,4	222,0	**661,9**
-22,0	0,3	44,2	24,0	12,9	0,4	242,0	**726,4**
-24,0	0,3	44,2	24,0	12,9	0,4	262,0	**790,7**

(*) Secondo Berezantzev (1961).

A1-C1 = Appr. 1 Comb. 1 (STRU) A1-C2 = Appr. 1 Comb. 2 (GEO) A2 = Appr. 2 (GEO)				SINTESI DEI RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA						
				S.L.E		S.L.U.				
								A1-C1	A1-C2	A2
Q_b	R_{c,cal_l}	R_{c,cal_b}	$R_{c,cal}$	P_p	N_{cal_SLE}	$R_{c;k_l}$	$R_{c;k_b}$	R_D	R_D	R_D
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
-20,0	2760,6	661,9	3422,5	82,0	1058,8	1725,3	413,7	2032,5	1366,5	1711,9
-22,0	3342,4	726,4	4068,8	90,5	1265,8	2089,0	454,0	2425,4	1634,0	2048,1
-24,0	3975,3	790,7	4766,0	99,0	1489,7	2484,6	494,2	2850,1	1923,4	2412,0

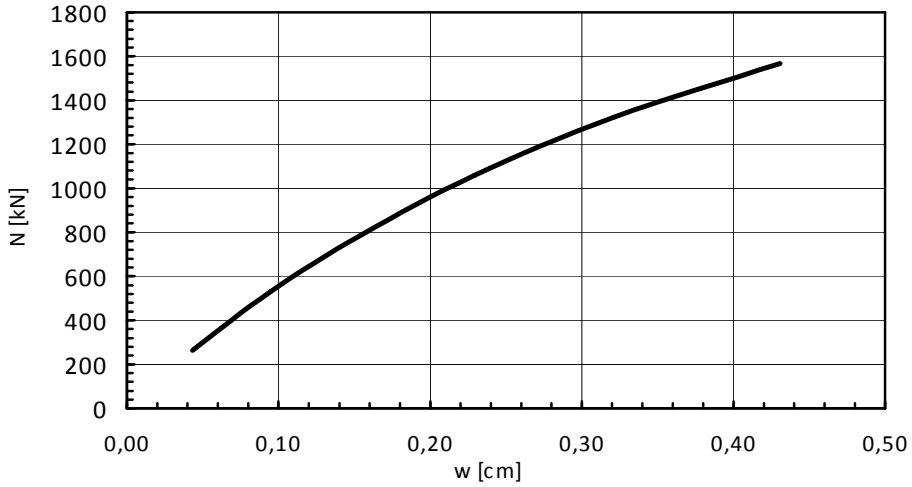
RISULTATI DEI CALCOLI DI CEDIMENTO

N - [kN]	265			529			789		
z	w	τ_l	α	w	τ_l	α	w	τ_l	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
0,9	**0,04**	4,7	25,08	**0,09**	7,9	42,26	**0,15**	10,1	54,49
2,7	0,04	5,9	20,25	0,08	10,5	35,94	0,14	14,0	48,10
4,6	0,03	7,8	18,00	0,07	14,3	32,88	0,12	19,5	44,98
6,4	0,03	8,1	14,79	0,07	15,5	28,14	0,11	21,9	39,76
8,2	0,03	8,2	12,27	0,06	16,1	24,16	0,10	23,4	35,16
10,0	0,02	8,0	10,29	0,05	16,3	20,86	0,09	24,3	31,17
11,8	0,02	7,8	8,75	0,05	16,3	18,19	0,08	24,9	27,80
13,7	0,02	7,7	7,58	0,04	16,3	16,08	0,07	25,3	25,06
15,5	0,02	7,6	6,73	0,04	16,3	14,49	0,07	25,8	22,92
17,3	0,02	8,6	6,48	0,04	18,6	14,03	0,07	29,6	22,32
	σ_b [kPa] =	33,7	1,44	σ_b [kPa] =	77,9	3,33	σ_b [kPa] =	133,8	5,72

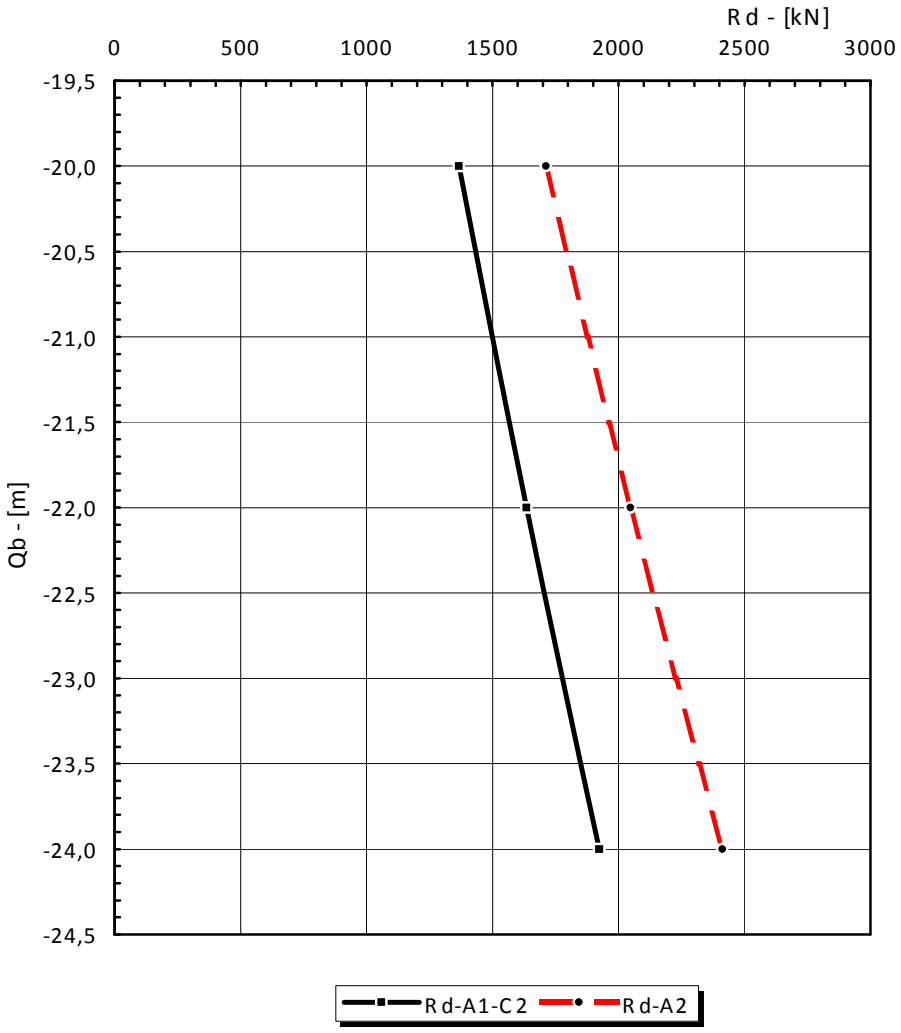
N - [kN]	1059			1323			1567		
z	w	τ_l	α_{mob}	w	τ_l	α_{mob}	w	τ_l	α_{mob}
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
0,9	**0,23**	11,9	63,97	**0,32**	13,2	71,30	**0,43**	14,3	76,92
2,7	0,21	16,9	58,14	0,29	19,3	66,26	0,40	21,2	72,67
4,6	0,19	24,0	55,35	0,27	27,8	63,93	0,37	30,8	70,80
6,4	0,17	27,7	50,32	0,25	32,7	59,44	0,34	36,8	66,95
8,2	0,15	30,4	45,72	0,23	36,7	55,22	0,31	42,1	63,27
10,0	0,14	32,5	41,58	0,21	40,1	51,32	0,29	46,7	59,80
11,8	0,13	34,0	37,96	0,19	42,8	47,81	0,27	50,7	56,62
13,7	0,12	35,3	34,90	0,18	45,3	44,75	0,26	54,4	53,78
15,5	0,11	36,6	32,44	0,17	47,6	42,23	0,25	57,9	51,38
17,3	0,11	42,1	31,79	0,16	55,2	41,60	0,24	67,4	50,84
	σ_b [kPa] =	209,6	8,95	σ_b [kPa] =	305,9	13,07	σ_b [kPa] =	419,3	17,91

α_{mob} = percentuale di mobilitazione della τ_l e della σ_b.

CURVA CEDIMENTO - CARICO; Q -20,00



CURVA RESISTENZA R_D - QUOTA DI BASE Q_b



DATI DI INPUT

Geometria

Quota piano a lato della fondazione [m]:	Q_{pci} =	-0,5
Quota testa palo (imposta fondazione) [m]:	Q_f =	-1,8
Quota piano lavori [m]:	Q_{pl} =	-0,5
Diametro palo [m]:	D =	0,80
Quota base palo per calcolo cedimenti [m]:	Q_b =	-20,5
Lunghezza concio di suddivisione [m]:	ΔH =	1,9

Geotecnica

Strato	Q_l	ν	γ	m-α	φ	c	d	w
	[m]	[/]	[kN/m^3]	[/]	[gradi]	[kPa]	[/]	[/]
1	-6,0	0,30	19,0	450,0	24,0	0,0	1,0	/
2	-18,0	0,30	19,0	550,0	26,0	0,0	1,0	/
3	-50,0	0,30	19,0	620,0	27,5	0,0	1,0	/
4	/	/	/	/	/	/	/	/
5	/	/	/	/	/	/	/	/
base				620,0	27,5	0,0	1,0	/
Quota falda durante i lavori [m]:							Q_w = -3,5	
Quota falda in esercizio [m]:							Q_w = -3,5	

Q_l = quota letto strato,
ν = rapporto di Poisson,
γ = peso di volume,
m = gradiente del modulo E di Young (terreni granulari - c= 0),
α = coefficiente moltiplicativo della coesione c (terreni coesivi - φ = 0),
φ = angolo d'attrito,
d = δ/φ (laterale),
δ = angolo d'attrito terra-muro.
w = c_r/c; c_r = coesione ridotta.

Varie

Peso di volume calcestruzzo fluido [kN/m^3]:	γ_{cls} =	23,0
Quota inferiore calcestruzzo fluido [m]:	Q_{cls} =	-100,0
Modulo elastico calcestruzzo [MPa]:	E_{cls} =	31000,0
Coefficiente di sicurezza portata laterale (SLE):	F_{sl} =	3,0
Coefficiente di sicurezza portata di base (SLE):	F_{sb} =	3,0
Coefficiente moltiplicativo area di base:	α_b =	1
Numero verticali d'indagine:	n_{vind} =	3
Condizione geotecnica:		media
Fattore di correlazione:	$\xi 3$ =	1,6

Curve di trasferimento

Concio	z	τ_{lim} - σ_b	k_{sil}
n°	[m]	[kPa]	[kN/m]
1	0,9	18,7	50985,4
2	2,8	29,5	69097,7
3	4,7	44,2	101888,7
4	6,5	56,1	116749,1
5	8,4	67,9	129920,7
6	10,3	79,8	141874,7
7	12,2	91,7	152897,0
8	14,0	103,5	163176,4
9	15,9	123,1	194844,1
10	17,8	135,8	205165,6
Base	18,7	2494,8	81758,2

z = profondità media concio da testa palo
τ_{lim} = adesione limite palo-terreno,
σ_b = pressione di rottura terreno alla base del palo,
k_{sil} = = pendenza tangente iniziale della curva τ-w e σ_b-w.

Lunghezza concio di discretizz. (calcolo cedimenti) [m]: ΔH = 1,9

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA

Resistenza laterale di calcolo R_{c,cal_l}

Q_b = -20,50 [m]									
i	ΔHi	σ_{clsi}	δ_i	$tg\delta_i$	τ_{i1}	w_i	c	τ_{i2}	τ_{it}
/	[m]	[kPa]	[gradi]	/	**[kPa]**	/	[kPa]	**[kPa]**	**[kPa]**
1	1,7	49,5	24,0	0,45	**22,0**	0,00	0,0	**0,0**	**22,0**
2	0,0	69,0	24,0	0,45	**30,7**	0,00	0,0	**0,0**	**30,7**
3	2,5	85,3	24,0	0,45	**38,0**	0,00	0,0	**0,0**	**38,0**
4	12,0	179,5	26,0	0,49	**87,5**	0,00	0,0	**0,0**	**87,5**
5	2,5	273,8	27,5	0,52	**142,5**	0,00	0,0	**0,0**	**142,5**
6									
7									
							R_{c,cal_l} =	**3868,3**	**[kN]**

Q_b = -23,0 [m]									
i	ΔHi	σ_{clsi}	δ_i	$tg\delta_i$	τ_{i1}	w_i	c	τ_{i2}	τ_{it}
/	[m]	[kPa]	[gradi]	/	**[kPa]**	/	[kPa]	**[kPa]**	**[kPa]**
1	1,7	49,5	24,0	0,45	**22,0**	0,00	0,0	**0,0**	**22,0**
2	0,0	69,0	24,0	0,45	**30,7**	0,00	0,0	**0,0**	**30,7**
3	2,5	85,3	24,0	0,45	**38,0**	0,00	0,0	**0,0**	**38,0**
4	12,0	179,5	26,0	0,49	**87,5**	0,00	0,0	**0,0**	**87,5**
5	5,0	290,0	27,5	0,52	**151,0**	0,00	0,0	**0,0**	**151,0**
6									
7									
							R_{c,cal_l} =	**4870,0**	**[kN]**

Q_b = -25,5 [m]									
i	ΔHi	σ_{clsi}	δ_i	$tg\delta_i$	τ_{i1}	w_i	c	τ_{i2}	τ_{it}
/	[m]	[kPa]	[gradi]	/	**[kPa]**	/	[kPa]	**[kPa]**	**[kPa]**
1	1,7	49,5	24,0	0,45	**22,0**	0,00	0,0	**0,0**	**22,0**
2	0,0	69,0	24,0	0,45	**30,7**	0,00	0,0	**0,0**	**30,7**
3	2,5	85,3	24,0	0,45	**38,0**	0,00	0,0	**0,0**	**38,0**
4	12,0	179,5	26,0	0,49	**87,5**	0,00	0,0	**0,0**	**87,5**
5	7,5	306,3	27,5	0,52	**159,4**	0,00	0,0	**0,0**	**159,4**
6									
7									
							R_{c,cal_l} =	**5978,0**	**[kN]**

Resistenza di base di calcolo R_{c,cal_b}

Q_b	Ω_b	N_c	N_q(*)	N_γ	α	σ_{vb}	R_{c,cal_b}
[m]	[m^2]	[/]	[/]	[/]	[/]	[kPa]	**[kN]**
-20,5	0,5	44,2	24,0	12,9	0,5	227,0	**1254,0**
-23,0	0,5	44,2	24,0	12,9	0,4	252,0	**1352,4**
-25,5	0,5	44,2	24,0	12,9	0,4	277,0	**1495,3**

(*) Secondo Berezantzev (1961).

A1-C1 = Appr. 1 Comb. 1 (STRU) A1-C2 = Appr. 1 Comb. 2 (GEO) A2 = Appr. 2 (GEO)				SINTESI DEI RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA						
				S.L.E		S.L.U.				
								A1-C1	A1-C2	A2
Q_b	R_{c,cal_l}	R_{c,cal_b}	$R_{c,cal}$	P_p	N_{cal_SLE}	$R_{c;k_l}$	$R_{c;k_b}$	R_D	R_D	R_D
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
-20,5	3868,3	1254,0	5122,4	149,5	1557,9	2417,7	783,8	3007,1	2007,7	2510,9
-23,0	4870,0	1352,4	6222,4	168,4	1905,7	3043,8	845,3	3670,1	2459,0	3078,0
-25,5	5978,0	1495,3	7473,3	187,2	2303,9	3736,3	934,6	4427,4	2973,6	3724,4

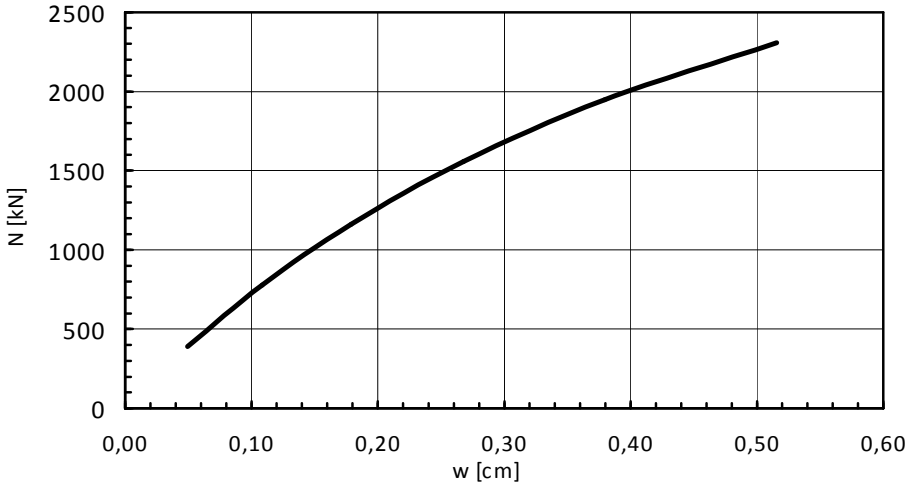
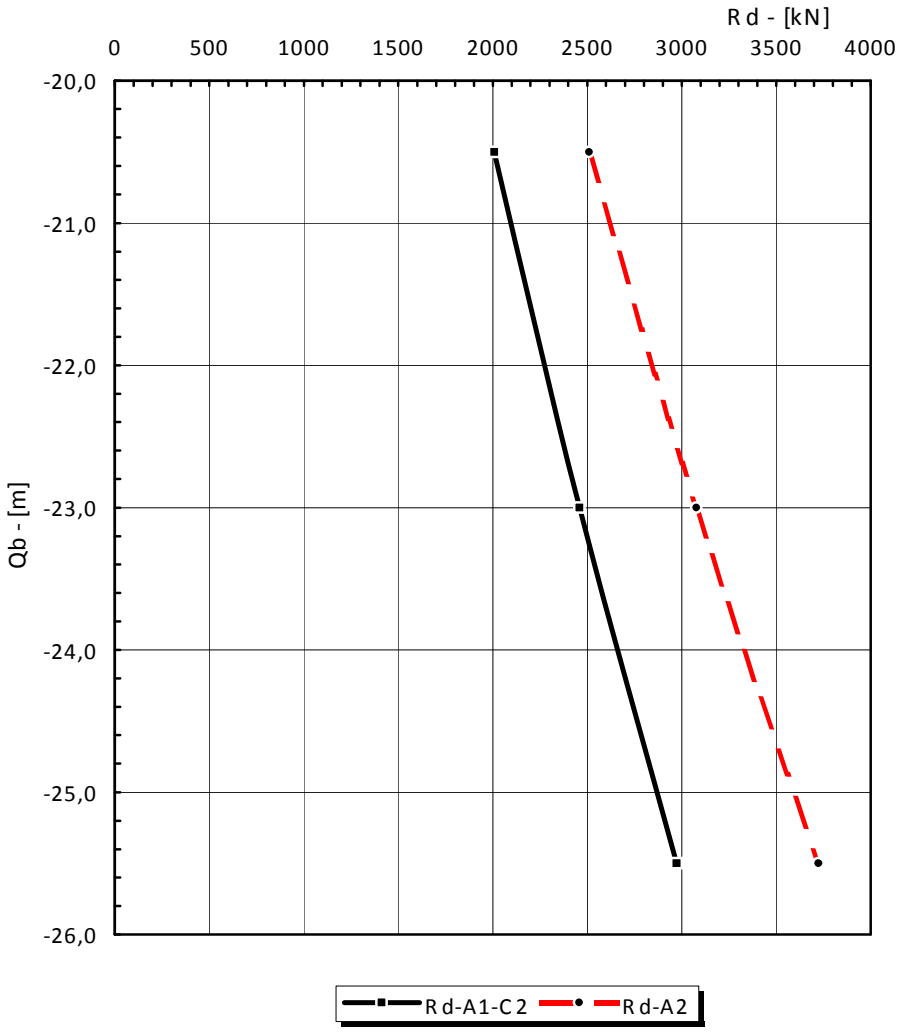
RISULTATI DEI CALCOLI DI CEDIMENTO

N - [kN]	389			779			1161		
z	w	τ_l	α	w	τ_l	α	w	τ_l	α
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
0,9	**0,05**	4,2	22,31	**0,11**	7,2	38,63	**0,18**	9,5	50,88
2,8	0,05	5,4	18,34	0,10	9,8	33,16	0,17	13,3	45,13
4,7	0,04	7,4	16,73	0,09	13,7	30,92	0,15	18,9	42,79
6,5	0,04	7,9	14,17	0,08	15,2	27,05	0,14	21,6	38,43
8,4	0,03	8,3	12,16	0,08	16,2	23,84	0,13	23,6	34,69
10,3	0,03	8,4	10,56	0,07	16,9	21,20	0,12	25,1	31,48
12,2	0,03	8,5	9,30	0,07	17,4	19,03	0,11	26,4	28,77
14,0	0,03	8,6	8,32	0,06	17,9	17,28	0,11	27,5	26,52
15,9	0,03	9,8	7,96	0,06	20,5	16,67	0,10	31,7	25,75
17,8	0,02	10,1	7,40	0,06	21,2	15,64	0,10	33,1	24,37
	σ_b [kPa] =	39,8	1,60	σ_b [kPa] =	90,4	3,62	σ_b [kPa] =	153,0	6,13

N - [kN]	1558			1947			2306		
z	w	τ_l	α_{mob}	w	τ_l	α_{mob}	w	τ_l	α_{mob}
[m]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]	[cm]	[kPa]	[%]
0,9	**0,27**	11,4	60,81	**0,38**	12,9	68,73	**0,52**	14,0	74,91
2,8	0,25	16,4	55,41	0,36	18,9	63,97	0,49	20,9	70,84
4,7	0,23	23,6	53,28	0,34	27,5	62,17	0,46	30,7	69,38
6,5	0,22	27,5	48,99	0,32	32,7	58,26	0,44	37,0	65,98
8,4	0,20	30,7	45,18	0,30	37,2	54,72	0,42	42,7	62,85
10,3	0,19	33,4	41,82	0,28	41,1	51,52	0,40	47,9	59,97
12,2	0,18	35,7	38,91	0,27	44,6	48,67	0,38	52,6	57,36
14,0	0,17	37,7	36,42	0,26	47,8	46,19	0,37	57,0	55,04
15,9	0,16	43,9	35,61	0,25	55,9	45,44	0,35	67,0	54,40
17,8	0,16	46,2	34,00	0,24	59,4	43,75	0,35	71,6	52,76
	σ_b [kPa] =	236,0	9,46	σ_b [kPa] =	339,9	13,62	σ_b [kPa] =	460,7	18,47

α_{mob} = percentuale di mobilitazione della τ_l e della σ_b.

CURVA CEDIMENTO - CARICO; Q -20,50



CURVA RESISTENZA R_D - QUOTA DI BASE Q_b